

METODOLOGIAS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE APOIO DE COMPORTAS DE BARRAGENS

ALEXANDRE CARVALHO TEIXEIRA GOMES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Co-Orientador: Professor Associado Convidado, Engenheiro
Domingos Manuel Ribeiro da Silva de Matos

SETEMBRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho só foi possível devido ao contributo de todos aqueles que, de uma forma ou de outra, ajudaram à sua concretização. A todos muito obrigado.

É com elevada consideração e respeito que agradeço ao Professor Nelson S. Vila Pouca toda a disponibilidade, dedicação e estímulo na orientação deste trabalho.

Gostaria também de agradecer ao Professor Domingos Manuel Ribeiro da Silva de Matos por todos os conselhos, elementos e conhecimentos transmitidos, que se tornaram muito úteis para a realização desta tese.

Gostaria também de agradecer ao Engenheiro Júlio Sarmiento Gonçalves por todos os conselhos, elementos e conhecimentos transmitidos.

Agradeço também a todas as pessoas que directa ou indirectamente me apoiaram na condução do trabalho.

Obrigado a todos aqueles que disponibilizaram os seus trabalhos já desenvolvidos, dando a oportunidade de aprender sempre mais e a possibilidade de evoluir no conhecimento em Engenharia Civil.

RESUMO

Gomes, Alexandre C. T., “*Metodologias de Análise e Dimensionamento de Estruturas de Apoio de Comportas de Barragens*”, Investigação, Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Julho de 2009.

Neste trabalho são desenvolvidas estratégias de análise e dimensionamento de estruturas de apoio de comportas de barragens. Para o efeito, foram concebidos e testados modelos simplificados, constituídos por elementos finitos planos e tridimensionais, permitindo uma análise comparativa das diversas soluções obtidas.

O presente estudo teve por base o escalão de montante do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor, em desenvolvimento pela EDP – Gestão da Produção de Energia S.A., mais concretamente o pilar PE3 que constitui o descarregador de cheias da barragem.

O objecto de estudo é constituído pela ligação da estrutura de apoio das comportas, que recebe as cargas do munhão, ao pilar da barragem. Os modelos elaborados pretendem simular o funcionamento desta estrutura quando está solicitada pela acção hidrostática, correspondente à albufeira no seu nível de máxima cheia.

Efectua-se um estudo de refinamento de malhas de elementos finitos nos modelos de volume, tendo-se elaborado três modelos semelhantes, compostos por malhas de elementos finitos distintas, permitindo aferir a dimensão ideal para o elemento finito a utilizar na modelação da estrutura do pilar.

Elabora-se um modelo global, representativo da estrutura do pilar PE3 da barragem, a partir do qual se efectua o estudo dos esforços instalados na secção e o dimensionamento simplificado das armaduras a colocar na zona de ligação da estrutura de apoio das comportas ao pilar.

PALAVRAS-CHAVE: Barragem, Comportas, Método dos Elementos finitos, Metodologias de análise.

ABSTRACT

Gomes, Alexandre C. T., “*Methodologies of Analysis and Design of Support Structures of Dam Gates*”, Research, Master’s Thesis in Civil Engineering – Specialization in Structures, Faculty of Engineering, Porto University, Porto, July 2009.

Project,

In the present work are developed methodologies of analysis and design of structures that support dam gates. Simplified models were conceived and tested, composed by plane and volumetric finite elements, allowing a comparative analysis of the obtained solutions.

The case study of this work is the main dam of the hydroelectric power plant of the Baixo Sabor, in development by EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A., focused on the column PE3 that constitutes the spillway discharger.

The study is based on the connection between the structure that supports the gates and the column of the dam. The models that were elaborated intend to simulate the behavior of the structure when the hydrostatic pressure due to the reservoir at its maximum height is applied on the gates.

The finite element mesh study and refinement proposed is based on an analysis materialized in three simplified models composed by different mesh dimensions allowing to choose the finite element to use on the global model.

The global model presented, constitutes a good representation of the real structure, and based on the results extracted from this model, it is possible to analyze the stress configuration on the section of the column and design, by simplified methods, the necessary reinforcement needed on the connection between the support structure of the gate and the column of the dam.

Keywords: Dams, Gates, Method of Finite Elements, Methodologies of Analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. ENQUADRAMENTO	1
1.3. APROVEITAMENTOS HIDRÁULICOS	4
1.3.1. APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS	4
1.3.2. APROVEITAMENTOS HIDROAGRÍCOLAS	5
1.3.3. APROVEITAMENTOS PARA ABASTECIMENTO PÚBLICO	6
1.3.4. APROVEITAMENTOS DE FINS MÚLTIPLOS	7
1.4. ÂMBITO DO TRABALHO	7
1.5. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS	8

2. BARRAGENS E EQUIPAMENTOS	9
2.1. INTRODUÇÃO	9
2.2. CENTRAIS HIDROELÉCTRICAS	9
2.3. TURBINAS	14
2.4. BARRAGENS	16
2.4.1. BARRAGENS DE BETÃO	17
2.4.1.1. Gravidade	17
2.4.1.2. Contrafortes	23
2.4.1.3. Abóbada	25
2.4.1.4. Arco Gravidade	31
2.4.1.5. Barragens em betão compactado com cilindros (BCC)	35
2.4.2. BARRAGENS MÓVEIS	36
2.4.3. BARRAGENS DE ATERRO	38
2.4.3.1. Terra homogéneas e zonadas	39

2.4.3.2. Enrocamento.....	40
2.5. COMPORTAS	42
2.5.1. COMPORTAS PLANAS.....	42
2.5.2. COMPORTAS DE SEGMENTO	43
2.5.3. COMPORTAS DE CHARNEIRA.....	43
2.5.4. COMPORTAS INSUFLÁVEIS.....	44
2.5.5. COMPORTAS ENSECADEIRAS	45
2.6. APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS EDP	45

3. APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DO BAIXO SABOR

3.1. INTRODUÇÃO	53
3.2. ESCALÃO DE MONTANTE	53
3.2.1. DESCRIÇÃO GERAL	53
3.2.2. DEFINIÇÃO GERAL DE FORMAS	55
3.2.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	61
3.2.4. IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM	61
3.3. ESCALÃO DE JUSANTE	63
3.3.1. DESCRIÇÃO GERAL	63
3.3.2. DEFINIÇÃO GERAL DE FORMAS	63
3.3.2.1. Blocos Galgáveis	63
3.3.2.2. Blocos Não Galgáveis	64
3.3.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	65
3.4. ESTRUTURAS DE APOIO DE COMPORTAS DE BARRAGENS	68

4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE APOIO DE COMPORTAS DE BARRAGENS

4.1. INTRODUÇÃO	73
4.2. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	73
4.2.1. PESO PRÓPRIO	73
4.2.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA DA ÁGUA	74
4.2.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	77

4.2.3.1. Combinação 1 – Comportas Fechadas	78
4.2.3.2. Combinação 2 – Comporta Fechada / Aberta	78
4.3. ELEMENTOS FINITOS.....	78
4.4. REFERENCIAIS PROGRAMA DE CÁLCULO	85
4.5. MODELOS PLANOS	88
4.5.1. MODELO DE ESCORAS E TIRANTES	88
4.5.1.1. Geometria	88, 93, 100, 103, 105, 110
4.5.1.2. Resultados	91, 95, 101, 103, 106, 116
4.5.2. MODELO DE PLANO.....	93
4.5.2.1. Geometria	93, 100, 103, 105, 110
4.5.2.2. Resultados	95, 101, 103, 106, 116
4.5.2.3. Dimensionamento de Armadura	98
4.6. MODELOS DE VOLUME.....	99
4.6.1. MODELOS DE VOLUME SIMPLES	99
4.6.1.1. Elementos de volume de 8 nós 1.00 x 1.00 x 1.00 m ³	100
4.6.1.1.1. Geometria	100, 103, 105, 110
4.6.1.1.2. Resultados	101, 103, 106, 116
4.6.1.2. Elementos de volume de 8 nós 0.50 x 0.50 x 0.50 m ³	103
4.6.1.2.1. Geometria	103, 105, 110
4.6.1.2.2. Resultados	103, 106, 116
4.6.1.3. Elementos de volume de 8 nós 0.25 x 0.25 x 0.25 m ³	105
4.6.1.3.1. Geometria	105, 110
4.6.1.3.2. Resultados	106, 116
4.6.2. VALIDAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	108
4.6.3. MODELO GLOBAL	110
4.6.3.1. Geometria	110
4.6.3.2. Resultados	116
4.6.3.3. Dimensionamento de Armaduras	132
4.7. COMENTÁRIO FINAL.....	138
 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 141
 BIBLIOGRAFIA	 143

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Emissões de GEE na Europa [1].....	2
Fig. 1.2 – Aproveitamento hidroelétrico da Aguieira [4].....	4
Fig. 1.3 – Aproveitamento de Roxo [4]	6
Fig. 1.4 – Aproveitamento de Vigia [4]	6
Fig. 1.5 – Aproveitamento hidroelétrico de Alqueva [4].....	7
Fig. 2.1 – Barragem de Paradela – Perfil [6]	10
Fig. 2.2 – Central a fio de água [6]	12
Fig. 2.3 – Central de albufeira [6]	12
Fig. 2.4 – Central de albufeira [6]	13
Fig. 2.5 – Turbina Pélton [6]	15
Fig. 2.6 – Turbina Francis [6].....	15
Fig. 2.7 – Turbina Kaplan [6]	16
Fig. 2.8 – Barragem do Fratel – Planta [4]	18
Fig. 2.9 – Barragem do Fratel – Perfil ao longo do eixo [4].....	18
Fig. 2.10 – Barragem do Fratel – Perfil da barragem [4].....	19
Fig. 2.11 – Barragem de Touvedo – Planta [4].....	19
Fig. 2.12 – Barragem de Touvedo – Alçado de Montante [4].....	20
Fig. 2.13 – Barragem de Touvedo – Perfil [4].....	20
Fig. 2.14 – Barragem de Pracana – Planta [4]	21
Fig. 2.15 – Barragem de Pracana – Alçado de jusante [4].....	21
Fig. 2.16 – Barragem de Pracana – Alçado de jusante [4].....	22
Fig. 2.17 – Transmissão de tensões em barragens de gravidade [6]	22
Fig. 2.18 – Barragem de Miranda – Planta [4].....	23
Fig. 2.19 – Barragem de Miranda – Alçado de Jusante [4]	24
Fig. 2.20 – Barragem de Miranda – Perfil [4].....	24
Fig. 2.21 – Transmissão de tensões em barragens de contrafortes [6]	25
Fig. 2.22 – Transmissão de tensões em barragens abóbada [6]	25
Fig. 2.23 – Barragem da Aguieira – Planta [4]	27
Fig. 2.24 – Barragem da Aguieira – Alçado [4].....	27
Fig. 2.25 – Barragem da Aguieira – Perfil [4]	28

Fig. 2.26 – Barragem do Alto Lindoso – Planta [4]	28
Fig. 2.27 – Barragem do Alto Lindoso – Alçado de montante [4]	29
Fig. 2.28 – Barragem do Alto Lindoso – Perfil [4]	29
Fig. 2.29 – Barragem de Salamonde – Planta [4]	30
Fig. 2.30 – Barragem de Salamonde – Alçado [4]	30
Fig. 2.31 – Barragem de Salamonde – Perfil [4]	31
Fig. 2.32 – Barragem de Venda Nova – Planta [4]	31
Fig. 2.33 – Barragem de Venda Nova – Alçado [4]	32
Fig. 2.34 – Barragem de Venda Nova – Perfil da barragem [4]	32
Fig. 2.35 – Barragem de Bemposta – Planta [4]	33
Fig. 2.36 – Barragem de Bemposta – Alçado [4]	33
Fig. 2.37 – Barragem de Bemposta – Perfil [4]	34
Fig. 2.38 – Transmissão de tensões em barragens arco gravidade [6]	34
Fig. 2.39 – Barragem de Pedrógão – Planta [4]	35
Fig. 2.40 – Barragem de Pedrógão – Perfil [4]	36
Fig. 2.41 – Barragem de Crestuma-Lever – Planta [4]	37
Fig. 2.42 – Barragem de Crestuma-Lever – Alçado [4]	37
Fig. 2.43 – Barragem de Crestuma-Lever – Perfil [4]	38
Fig. 2.44 – Transmissão de tensões em barragens de aterro [6]	39
Fig. 2.45 – Barragens de aterro de terra homogéneas [6]	39
Fig. 2.46 – Barragens de aterro de terra com perfil zonado [6]	40
Fig. 2.47 – Barragens de aterro de enrocamento – paramento impermeável [6]	40
Fig. 2.48 – Barragens de aterro de enrocamento – núcleo impermeável [6]	40
Fig. 2.49 – Barragem de Paradela – Planta [4]	41
Fig. 2.50 – Barragem de Paradela – Alçado de montante [4]	42
Fig. 2.51 – Barragem de Paradela – Perfil [4]	42
Fig. 2.52 – Comporta de Segmento	43
Fig. 2.53 – Açude Insuflável do Tejo	44
Fig. 2.54 – Comporta Ensecadeira	45
 Fig. 3.1 – Definição Analítica	 54
Fig. 3.2 – Evolução das leis definidoras da geometria	56
Fig. 3.3 – Perfil desenvolvido pela S.R.	58

Fig. 3.4 – Alçado de montante.....	59
Fig. 3.5 – Alçado de jusante	60
Fig. 3.6 – Implantação	62
Fig. 3.7 – Planta geral da barragem	66
Fig. 3.8 – Alçado de montante e de jusante	67
Fig. 3.9 – Descarregador de Cheias da barragem do Baixo Sabor Escalão de Montante	68
Fig. 3.10 – Pilares Planta.....	69
Fig. 3.11 – Pilares Corte E-E	70
Fig. 3.12 – Pilar PE3 Planta.....	70
Fig. 3.13 – Pilar PE3 - Armaduras -Planta	71
Fig. 3.14 – Pilar PE3 - Armaduras -Corte.....	71
Fig. 3.15 – Pilar PE3 - Armaduras –Corte G-G	72
Fig. 3.16 – Pilar PE3 - Armaduras –Corte H-H.....	72
Fig. 4.1 – Impulsos hidrostáticos	74
Fig. 4.2 – Impulsos hidrostáticos “real” “virtual”	75
Fig. 4.3 – Impulsos hidrostáticos	76
Fig. 4.4 – Impulsos verticais que actuam na comporta	76
Fig. 4.5 – Pressão hidrostática no pilar	77
Fig. 4.6 – Elemento finito de dois nós	78
Fig. 4.7 – Elemento finito de quatro nós	80
Fig. 4.8 – Elemento finito de oito nós	83
Fig. 4.9 – Modelo de Sólidos	83
Fig. 4.10 – Referencial Barras [20]	86
Fig. 4.11 – Referencial Painéis [20].....	86
Fig. 4.12 – Representação de faces [20].....	87
Fig. 4.13 – Sistemas de Eixos Esforços [20]	87
Fig. 4.14 – Sistemas de Eixos Esforços [20]	88
Fig. 4.15 –Geometria de modelo de estado plano de tensão	89
Fig. 4.16 – Modelo de estado plano de tensão	89
Fig. 4.17 – Orientação das tensões principais	90
Fig. 4.18 – Modelo de escoras e tirantes – Sobreposição no pilar	90
Fig. 4.19 a. Modelos de escoras e tirantes.....	91

Fig. 4.20 – Geometria dos modelos simplificados de elementos finitos	91
Fig. 4.21 – Geometria dos modelos simplificados de elementos finitos	92
Fig. 4.22 – Geometria dos modelos simplificados de elementos finitos	93
Fig. 4.23 – Geometria do modelo de plano	94
Fig. 4.24 – Malha de elementos finitos vista em corte – Modelo plano	95
Fig. 4.25 – Malha de elementos finitos vista 3D – Modelo plano	95
Fig. 4.26 – Combinação de Acções 1	96
Fig. 4.27 – Deformada	96
Fig. 4.28 – Tensões segundo a direcção x	97
Fig. 4.29 – Tensões segundo a direcção z	97
Fig. 4.30 – Tensões xx – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 1	98
Fig. 4.31 – Diagrama de Tensões x	99
Fig. 4.32 – Geometria dos modelos simplificados de elementos finitos	100
Fig. 4.33 – Malha de elementos finitos 1,00 x 1,00 – SW	101
Fig. 4.34 – Modelo 1,00 x 1,00 – Tensões xx	101
Fig. 4.35 – Modelo 1,00 x 1,00 – Tensões yy	102
Fig. 4.36 – Modelo 1,00 x 1,00 – Tensões zz	102
Fig. 4.37 – Malha de elementos finitos 0,50 x 0,50 – SW	103
Fig. 4.38 – Modelo 0,50 x 0,50 – Tensões xx	104
Fig. 4.39 – Modelo 0,50 x 0,50 – Tensões yy	104
Fig. 4.40 – Modelo 0,50 x 0,50 – Tensões zz	105
Fig. 4.41 – Malha de elementos finitos 0,25 x 0,25 – SW	106
Fig. 4.42 – Modelo 0,25 x 0,25 – Tensões xx	106
Fig. 4.43 – Modelo 0,25 x 0,25 – Tensões yy	107
Fig. 4.44 – Modelo 0,25 x 0,25 – Tensões zz	107
Fig. 4.45 – Modelo 1,00 x 1,00 – Tensões xx	108
Fig. 4.46 – Modelo 0,50 x 0,50 – Tensões xx	109
Fig. 4.47 – Modelo 0,25 x 0,25 – Tensões xx	109
Fig. 4.48 – Geometria do modelo global de elementos finitos	111
Fig. 4.49 – Geometria auxiliar	112
Fig. 4.50 – Painéis	112
Fig. 4.51 – Painéis	112
Fig. 4.52 – Sólidos	113

Fig. 4.53 – Sólidos	113
Fig. 4.54 – Modelo de Sólidos	114
Fig. 4.55 – Malha de elementos finitos	114
Fig. 4.56 – Modelo de elementos finitos	115
Fig. 4.57 – Malha de elementos finitos 1,00 x 1,00 – SW	115
Fig. 4.58 – Malha de elementos finitos 1,00 x 1,00 – NW	116
Fig. 4.59 Combinação 1	116
Fig. 4.60 Deformada	117
Fig. 4.61 Tensões xx - Perspectiva	117
Fig. 4.62 Tensões xx – Vista Longitudinal	118
Fig. 4.63 Tensões xx – Pormenor da zona de apoio do munhão	118
Fig. 4.64 Tensões yy - Perspectiva	119
Fig. 4.65 Tensões yy – Vista Longitudinal	119
Fig. 4.66 Tensões yy – Pormenor da zona de apoio do munhão	120
Fig. 4.67 Tensões zz - Perspectiva	120
Fig. 4.68 Tensões zz – Vista Longitudinal	121
Fig. 4.69 Tensões zz – Pormenor da zona de apoio do munhão	121
Fig. 4.70 Combinação 1	122
Fig. 4.71 Deformada – Vista longitudinal	122
Fig. 4.72 Deformada – Vista de frente	123
Fig. 4.73 Tensões xx – Perspectiva direita	123
Fig. 4.74 Tensões xx – Perspectiva esquerda	124
Fig. 4.75 Tensões xx – Vista Longitudinal direita	124
Fig. 4.76 Tensões xx – Vista Longitudinal esquerda	125
Fig. 4.77 Tensões xx – Pormenor da zona de apoio do munhão direito	125
Fig. 4.78 Tensões xx – Pormenor da zona de apoio do munhão esquerdo	126
Fig. 4.79 Tensões yy – Perspectiva direita	126
Fig. 4.80 Tensões yy – Perspectiva esquerda	127
Fig. 4.81 Tensões yy – Vista Longitudinal direita	127
Fig. 4.82 Tensões yy – Vista Longitudinal esquerda	128
Fig. 4.83 Tensões yy – Pormenor da zona de apoio do munhão direito	128
Fig. 4.84 Tensões yy – Pormenor da zona de apoio do munhão esquerdo	129
Fig. 4.85 Tensões zz – Perspectiva direita	129

Fig. 4.86 Tensões zz – Perspectiva esquerda.....	130
Fig. 4.87 Tensões zz – Vista Longitudinal direita	130
Fig. 4.88 Tensões zz – Vista Longitudinal esquerda	131
Fig. 4.89 Tensões zz – Pormenor da zona de apoio do munhão direito	131
Fig. 4.90 Tensões zz – Pormenor da zona de apoio do munhão esquerdo.....	132
Fig. 4.91 Tensões xx – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 1	133
Fig. 4.92 Diagrama de Tensões x.....	134
Fig. 4.93 Tensões xx – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 2	134
Fig. 4.94 Diagrama de Tensões x.....	134
Fig. 4.95 Tensões yy – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 1	135
Fig. 4.96 Diagrama de Tensões y.....	136
Fig. 4.97 Tensões yy – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 2	136
Fig. 4.98 Diagrama de Tensões y.....	137
Fig. 4.99 Tensões zz – Corte pela face Vertical Combinação 1.....	137
Fig. 4.100 Tensões zz – Corte pela face Vertical Combinação 2.....	138

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 Metas a atingir na produção de energias renováveis [2]	3
Quadro 2.1 Classificação quanto à queda útil.....	10
Quadro 2.10 – Aproveitamento Hidroelétrico de Crestuma.....	49
Quadro 2.11 – Aproveitamento Hidroelétrico de Paradela.....	49
Quadro 2.12 – Aproveitamento Hidroelétrico de Venda Nova	50
Quadro 2.13 – Aproveitamento Hidroelétrico de Bemposta	50
Quadro 2.14 – Aproveitamento Hidroelétrico de Miranda	51
Quadro 2.2 Classificação quanto ao caudal médio.....	11
Quadro 2.3 Classificação quanto à potência instalada	11
Quadro 2.4 – Aproveitamento Hidroelétrico do Alto Lindoso	45
Quadro 2.5 – Aproveitamento Hidroelétrico do Fratel	46
Quadro 2.6 – Aproveitamento Hidroelétrico do Touvedo	46
Quadro 2.7 – Aproveitamento Hidroelétrico do Pracana	47
Quadro 2.8 – Aproveitamento Hidroelétrico do Salamonde	47
Quadro 2.9 – Aproveitamento Hidroelétrico da Aguieira	48
Quadro 3.1 – Leis definidoras dos parâmetros az , pz , $e0$ e A	56
Quadro 3.2 – Principais Características Geométricas	61
Quadro 3.3 – Coordenadas dos pontos de implantação (m)	62
Quadro 3.4 – Principais Características Geométricas	65
Quadro 4.1 – Dimensionamento de armadura Modelo de escoras e tirantes 1.....	92
Quadro 4.2 – Dimensionamento de armadura Modelo de escoras e tirantes 2.....	92
Quadro 4.3 – Dimensionamento de armadura Modelo de escoras e tirantes 3.....	93
Quadro 4.4 Cálculo de Armaduras	99
Quadro 4.5 Cálculo de Armaduras	133
Quadro 4.6 Cálculo de Armaduras	134
Quadro 4.7 Cálculo de Armaduras	136
Quadro 4.8 Cálculo de Armaduras	137
Quadro 4.9 Armaduras	138

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Para clareza de exposição, far-se-á no texto a descrição de cada notação ou símbolo aquando da sua primeira utilização.

1

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se efectuar uma breve introdução do trabalho. Será efectuado o enquadramento dos aproveitamentos hidroeléctricos nas políticas ambientais e económicas mundiais, europeias e nacionais, será apresentado o âmbito desta dissertação e efectuada uma breve descrição dos capítulos que compõem o trabalho.

1.2. ENQUADRAMENTO

Actualmente vivemos uma época em que as questões ambientais assumem um papel preponderante nas políticas sociais e económicas dos países. Há sinais de alterações climáticas antropogénicas que se vão agravar durante o século XXI, com períodos de seca mais longos e períodos de chuva intensa cada vez mais frequentes. O principal desafio é evitar uma interferência perigosa no sistema climático terrestre. A redução da poluição provocada pela acção do Homem está cada vez mais na ordem do dia, a redução das emissões de Gases de Efeito de Estufa (GEE) assume grande importância e, de acordo com o protocolo de Quioto, a Europa assumiu o compromisso de reduzir as suas emissões de GEE em 8% relativamente a 1990, durante o período de 2008 a 2012.

Como a situação geográfica e económico-social dos diversos Estados Membros é diversa, foi celebrado um acordo de objectivos comuns e partilha de responsabilidades entre os diferentes Estados. Desta forma, o esforço que é pedido a Portugal não é o mesmo que é pedido à Alemanha ou ao Reino Unido, tal como se pode ver na Fig. 1.1[1].

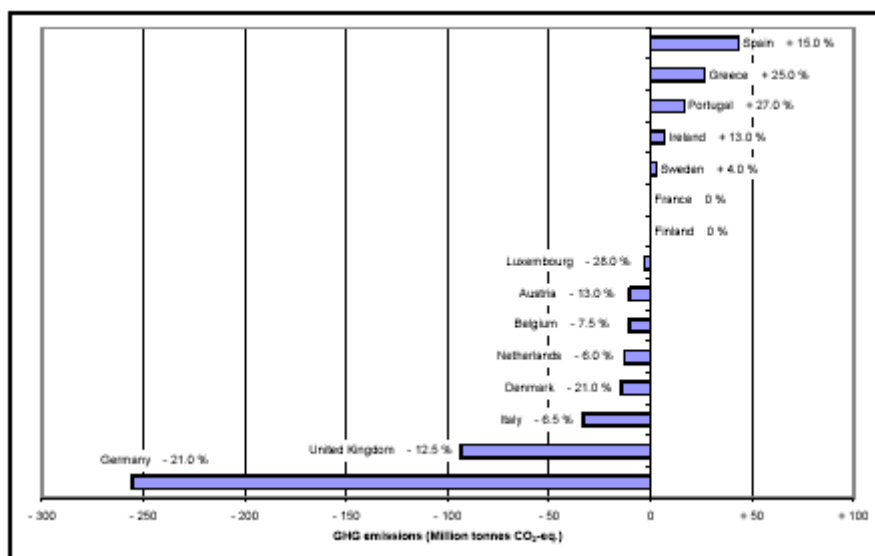


Fig. 1.1 – Emissões de GEE na Europa [1]

Ao abrigo do acordo de "partilha de responsabilidades", Portugal acordou em aumentar as emissões de GEE em 27% nesse período. No entanto, o objectivo está longe de ser alcançado, uma vez que em 2003 as emissões nacionais excederam em cerca de 9% o valor acordado no Protocolo de Quioto. Torna-se, portanto, fundamental que haja um esforço, à escala nacional, para reduzir as emissões de GEE, a fim de cumprir a meta dos 27%.

Por outro lado, e no contexto da estratégia para as energias renováveis, Portugal assumiu o compromisso de que, em 2010, 39% do consumo anual bruto de energia será assegurado a partir de fontes renováveis.

Os Estados Unidos da América vão fazer um investimento de cerca de 150 biliões de dólares ao longo de dez anos em novas energias limpas. A União Europeia definiu a conservação e gestão dos recursos naturais como um dos cinco eixos da nova estratégia de financiamento. E Portugal está a adoptar um rumo em que ambiente e economia se assumem como duas faces da mesma moeda. As empresas são mais competitivas quando adoptam estratégias eco-eficientes e o ambiente usufrui de projectos estruturantes sempre que a actividade empresarial vive tempos áureos. O que faz com que o ambiente surja como um sector económico em torno do qual gravitam negócios cada vez mais volumosos. As directivas que as empresas devem seguir baseiam-se na criação de valor promovendo a eficiência na utilização dos recursos, a protecção do ambiente, dialogando com todas as partes interessadas e gerindo o capital humano, de forma a alcançarem um desenvolvimento sustentável.

Para garantir o cumprimento das metas referidas anteriormente são necessárias estratégias globais que terão de envolver todos os sectores de energia, estando o sector dos transportes a apostar nos bio-combustíveis enquanto o sector energético terá de desenvolver a produção de energia limpa.

Portugal é um dos países da União Europeia com maior potencial hídrico por explorar e com maior dependência energética do exterior, pelo que foram definidas, pelo governo português, metas para a

energia hídrica, as quais se traduzem num claro aumento face à actual potência hidroeléctrica instalada.

Em Portugal foi aprovado em Novembro de 2007 o Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico com o qual se pretende atingir uma capacidade instalada hidroeléctrica nacional superior a 7000 MW em 2020, sendo 2000 MW assegurados pelos novos aproveitamentos hidroeléctricos a implementar, garantindo a Portugal a utilização de praticamente 70% do seu potencial hidroeléctrico.

Após períodos de grande investimento na construção de barragens para fins hidroeléctricos, assistiu-se a um abrandamento expressivo. No final de 2006 a potência hidroeléctrica instalada era de 4950 MW, ou seja, cerca de 36% do total do parque electroprodutor nacional, o que corresponde, em ano hidrológico médio, à satisfação de cerca de 25% do consumo total de energia do País. Portugal é o país da União Europeia que menos cresceu em capacidade hidroeléctrica nos últimos trinta anos.

Com este programa, o Governo pretende cumprir os objectivos propostos em termos de produção de energia com origem em fontes renováveis para o ano 2020, reduzir a dependência energética nacional e também as emissões de CO₂.

Por outro lado, o desenvolvimento da energia hídrica potencia uma optimização na utilização dos recursos, tendo em conta as suas potencialidades de utilização para fins múltiplos – criação de infra-estruturas de reservas de água e controlo de cheias, introdução de políticas concertadas de controlo de incêndios, fins lúdicos, por exemplo o turismo, e terá também vantagens em termos dos níveis de disponibilidade, fiabilidade e flexibilidade de exploração.

Todavia, o sector de energia, principal contribuinte para essas emissões, tem conhecido, em Portugal e desde 1990, um incremento muito acentuado e, não obstante algum abrandamento recente do consumo de energia primária, o consumo de electricidade em Portugal tem vindo a aumentar significativamente nos últimos anos, continuando a crescer acima da média europeia e mantendo-se uma elevada dependência energética do exterior. Portugal tem, assim, necessidade de prosseguir o reforço do investimento em energias alternativas, menos poluentes e mais competitivas, destacando-se, entre outras, a eólica e a hídrica, conforme expresso na Estratégia Nacional para a Energia [2].

Esta permitirá ainda ir ao encontro das medidas propostas no Plano Nacional para as Alterações Climáticas de 2006 (PNAC 2006 [3]) no que respeita à redução de emissões de GEE. É assim efectuada uma forte aposta no aumento do investimento na produção de energia a partir de fontes renováveis, quer como forma de reduzir a dependência energética, quer como meio de atenuar as emissões de CO₂ associadas à produção primária de energia. A relevância atribuída à energia hídrica resulta, igualmente, da necessidade de maximizar a utilização de outras fontes renováveis, das quais se destacam a eólica (um dos maiores crescimentos da UE), a energia solar ou a produção de biomassa.

Quadro 1.1 Metas a atingir na produção de energias renováveis [2]

RENOVÁVEL	2010 ACTUAL	2020 META
Produção de energia eléctrica com fonte renovável (potência)	55 000 MW (potência)	60 000 MW (potência)
Energia hidroeléctrica	49 500 MW (potência) 5 000 MW em 2020	55 000 MW (potência) 5 000 MW em 2020
Energia eólica	2 000 MW	12 000 MW (potência) 12 000 MW em 2020
Biomassa	200 MW	200 MW
Solar	0 MW	100 MW
Óleo	0 MW	100 MW (potência)
Geotérmica	0 MW	100 MW
Desenvolvimento e produção de transportes renováveis	1 700	1 800
Emissões de CO ₂	1 700	1 800

1.3. APROVEITAMENTOS HIDRÁULICOS

Os aproveitamentos hidráulicos classificam-se de acordo com o fim para o qual são concebidos, podendo ser aproveitamentos hidroeléctricos para produção de energia, aproveitamentos hidroagrícolas de apoio à agricultura, aproveitamentos para abastecimento de água a populações, aproveitamentos para armazenamento de água com o intuito de regularizar caudais, controlar o clima e com fins recreativos, ou finalmente, aproveitamentos com fins múltiplos, que conjugam diversos interesses.

1.3.1. APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS

Um aproveitamento hidroeléctrico é constituído por uma estrutura de retenção de água denominada barragem ou açude que dá origem a um reservatório a céu aberto – Albufeira. Por sua vez a estrutura de retenção está equipada com órgãos de segurança, denominados descarregadores principais ou auxiliares e ainda por descargas de fundo que permitem controlar o nível da água na albufeira. Um dos intuitos destes aproveitamos, como já foi dito, é a produção de energia eléctrica aproveitando a energia que resulta da queda da água armazenada na albufeira. A captação da água faz-se na tomada de água que é o órgão de ligação da albufeira ao circuito hidráulico, que por sua vez é constituído por um canal de derivação, uma câmara de carga, condutas forçadas que fazem a alimentação das turbinas e, finalmente, pela restituição. A produção energética faz-se na central, onde estão as turbinas acopladas a alternadores e os comandos e serviços auxiliares, sendo essa energia injectada na rede na subestação. Apresenta-se na Fig. 1.2 o aproveitamento hidroeléctrico da Aguieira [4] [5].



Fig. 1.2 – Aproveitamento hidroeléctrico da Aguieira [4]

Associados aos aproveitamentos hidroelétricos, podem surgir órgãos complementares, como: chaminés de equilíbrio, que fazem a protecção contra o choque hidráulico em circuitos hidráulicos extensos, podendo estar localizados a montante, jusante ou ambos, das turbinas; as eclusas de navegação, que asseguram a navegabilidade dos cursos de água; e as eclusas de peixes, que diminuem o impacto destes aproveitamentos nos ecossistemas.

Dentro dos aproveitamentos hidroelétricos podem distinguir-se os aproveitamentos de regularização, de queda, de desenvolvimento do circuito hidráulico e de potência.

Os aproveitamentos de regularização podem ser:

- A fio de água, com pouca capacidade de armazenamento, tendo em conta o índice de regularização específica, Re ;

$$Re = \frac{\text{Capacidade útil da albufeira}}{\text{Caudal integral em ano medio}}$$

- Aproveitamentos com regularização anual (Verão – Inverno): parcial se $Re < 0,5$; total, se $0,5 < Re < 0,9$; inversão estival se $Re = 0,9$;

- Aproveitamentos com regularização interanual (anos húmidos – anos secos): a regularização é parcial se $0,9 < Re < 2$; total se $Re = 2$; inversão estival $Re > 2,5$;

- Aproveitamentos com bombagem.

1.3.2. APROVEITAMENTOS HIDROAGRÍCOLAS

Os aproveitamentos hidroagrícolas são constituídos por uma barragem dotada de órgão de segurança. A tomada de água e o circuito hidráulico estão associados a uma rede de rega, em geral em canal, controlada por comportas de regulação de níveis. Geralmente, a rede de rega é constituída por uma rede primária podendo ter ou uma ou mais redes secundárias. O traçado das redes de rega depende do tipo de rega realizado (por gravidade, por aspersão, etc.), recorrendo-se frequentemente a sistemas elevatórios, que permitem beneficiar parcelas situadas a cotas superiores às da superfície da albufeira ou da rede primária. Em termos de regularização estes aproveitamentos permitem, geralmente, um regulamento interanual ou, no mínimo, um regulamento anual. O aproveitamento de Roxo, representado na Fig. 1.3, é um aproveitamento hidroagrícola e de abastecimento de água [4] [5].



Fig. 1.3 – Aproveitamento de Roxo [4]

1.3.3. APROVEITAMENTOS PARA ABASTECIMENTO PÚBLICO

Os aproveitamentos para abastecimento público são constituídos por uma barragem dotada de dispositivos de segurança, estando a tomada de água e a derivação ligadas à rede de abastecimento de água. O aproveitamento de Vigia, representado na Fig. 1.4, é um aproveitamento para abastecimento de água [4] [5] .



Fig. 1.4 – Aproveitamento de Vigia [4]

1.3.4. APROVEITAMENTOS DE FINS MÚLTIPLOS

Os aproveitamentos de fins múltiplos englobam um grande número de finalidades que conferem viabilidade económica aos empreendimentos deste género. São constituídos por uma barragem dotada de dispositivos de segurança comuns e, geralmente, possuem tomadas de água e derivações independentes para cada um dos fins para os quais foram projectados. A conciliação dos diferentes interesses envolve uma gestão integrada dos recursos hídricos disponíveis e, em geral, atribui-se prioridade ao abastecimento público, em seguida à rega e, por último, à produção de energia. O aproveitamento hidroeléctrico do Alqueva é um aproveitamento de fins múltiplos com grande importância para Portugal e está representado na Fig. 1.5 [4] [5].



Fig. 1.5 – Aproveitamento hidroeléctrico de Alqueva [4]

1.4. ÂMBITO DO TRABALHO

O desenvolvimento deste trabalho baseia-se no caso de estudo do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor, concretamente no escalão de Montante. Pretende-se analisar as estruturas de apoio das comportas nos pilares da barragem, sendo apresentadas diferentes metodologias de análise e dimensionamento das armaduras necessárias para garantir o funcionamento da estrutura, quando esta está submetida às acções que a solicitam. Dentro das metodologias de análise adoptaram-se diferentes modelos com níveis de complexidade distintos, como sejam modelos simplificados de escoras e tirantes, modelos de elementos finitos 2D com elementos de casca e modelos mais complexos 3D com elementos de volume. Será efectuada uma análise comparativa dos resultados obtidos em cada um dos modelos e será proposta uma metodologia a seguir em casos futuros.

1.5. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS

O estudo encontra-se dividido em cinco capítulos e um anexo. O presente capítulo, Capítulo 1, é dedicado à introdução e enquadramento do trabalho.

No Capítulo 2, elaboram-se considerações gerais sobre barragens, tendo em conta os diversos tipos de estruturas e materiais. Apresentam-se as características gerais das principais turbinas existentes e, em seguida, os tipos de equipamentos que geralmente se encontram nas barragens e funcionam como órgãos de segurança. Apresentam-se ainda as principais características de algumas obras existentes em Portugal.

No Capítulo 3, apresenta-se uma descrição do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor, nomeadamente dos seus dois escalões. Faz-se uma breve descrição das soluções estruturais de ambos escalões e apresentam-se as suas principais características. Descrevem-se estruturas de apoio de comportas de barragens, nomeadamente a sua função e as suas condicionantes, e apresenta-se a solução estrutural prevista para o escalão de montante da barragem do Baixo Sabor.

No Capítulo 4, descrevem-se, de uma forma detalhada, metodologias de análise e dimensionamento destas estruturas, sendo o caso de estudo o escalão de montante do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor. Faz-se uma análise recorrendo a modelos simples de escoras e tirantes, modelos planos de casca e modelos tridimensionais de volume. Será apresentado um estudo de refinamento de malhas de elementos finitos nos modelos de volume e apresentam-se os resultados obtidos, bem como o dimensionamento simplificado das armaduras.

O Capítulo 5, será para as considerações finais, onde se fará um apanhado geral dos resultados obtidos, com particular ênfase no refinamento das malhas de elementos finitos e nos resultados retirados do modelo global. Apresentam-se também, perspectivas de futuros desenvolvimentos acerca deste tema.

2

BARRAGENS E EQUIPAMENTOS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se apresentar, de uma forma sumária, os diversos tipos de aproveitamentos hidroeléctricos existentes, tendo em conta a tipologia da estrutura que constitui a barragem e os equipamentos existentes. É feito um breve enquadramento com a legislação em vigor, são apresentados os tipos de barragens existentes, as principais características das turbinas utilizadas e os tipos de comportas que geralmente se encontram nestas estruturas.

2.2. CENTRAIS HIDROELÉCTRICAS

O princípio de funcionamento de uma central hidroeléctrica baseia-se em transformar a energia do movimento das águas em energia eléctrica, sendo a potência eléctrica produzida tanto maior quanto maior for a velocidade das águas. Para atingir este objectivo são criados desníveis artificiais que criam diferenciais de cota, permitindo que a água se desloque de um local elevado (com elevada energia potencial) para um nível mais baixo (com energia potencial inferior), atingindo no percurso velocidades elevadas. Esta água, que se move a grande velocidade, é conduzida para as pás de turbinas ligadas a alternadores, através dos seus veios, que produzem energia eléctrica. A constituição de uma central está resumida na Fig. 2.1 [6].

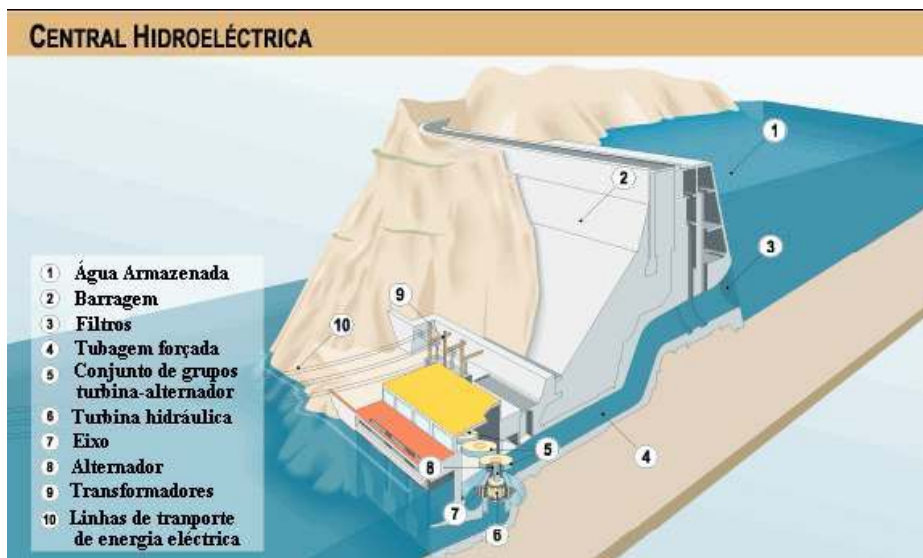


Fig. 2.1 – Central hidroelétrica [6]

As centrais hidroelétricas são geralmente classificadas quanto à potência, queda útil, caudal, tipos de aproveitamento e serviço desempenhado [7].

A queda útil consiste na diferença de cota entre a tomada de água a montante e a cota da turbina, ou seja, é a queda efectivamente aproveitada pelas turbinas e, consoante o seu valor, podem-se classificar as centrais como:

Quadro 2.1 Classificação quanto à queda útil

Designação	Altura (m)
Alta queda	$h > 250$
Média queda	$50 \leq h \leq 250$
Baixa queda	$h < 50$

O caudal é o volume de água que atravessa uma dada área por unidade de tempo e a classificação das centrais baseia-se no conceito de caudal médio, que consiste no valor cuja duração do caudal é garantida em 100 dias por ano. A classificação quanto ao caudal médio pode ser:

Quadro 2.2 Classificação quanto ao caudal médio

Designação	Q (m ³ /s)
Grande caudal	$Q > 100$
Médio caudal	$10 \leq Q \leq 100$
Pequeno caudal	$Q < 10$

A potência de uma central hidroeléctrica pode ser calculada pela variação de energia do sistema em determinado intervalo de tempo, tendo em consideração o rendimento de transformação η , e pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$P = g \times \rho \times h \times Q \times \eta$$

g – aceleração da gravidade

ρ - peso volúmico da água

h – queda

Q – caudal

η – rendimento de transformação

O factor que mais influencia a potência é o caudal, sendo o que apresenta maior variação e tendo em conta que nem todo o caudal afluente é, em geral, aproveitado para obter energia uma vez que podem existir limitações por exigências de água para abastecimento ou rega ou ainda pela garantia do caudal ecológico. A classificação quanto à potência instalada apresenta-se no quadro 2.3.

Quadro 2.3 Classificação quanto à potência instalada

Designação	Pi (MW)
Central hidroeléctrica	$P_i > 10$
Pequena Central hidroeléctrica	$P_i < 10$
Mini Central hidroeléctrica	$P_i < 2$

Quanto aos tipos de aproveitamento existentes, as centrais podem classificar-se em:

- Centrais a fio de água, que são centrais com pequena capacidade de armazenamento de águas e cujo período de esvaziamento de água armazenada é inferior a 100 horas. Uma vez que a capacidade de armazenamento é reduzida, as águas afluentes são logo turbinadas ou, quando em excesso, descarregadas.

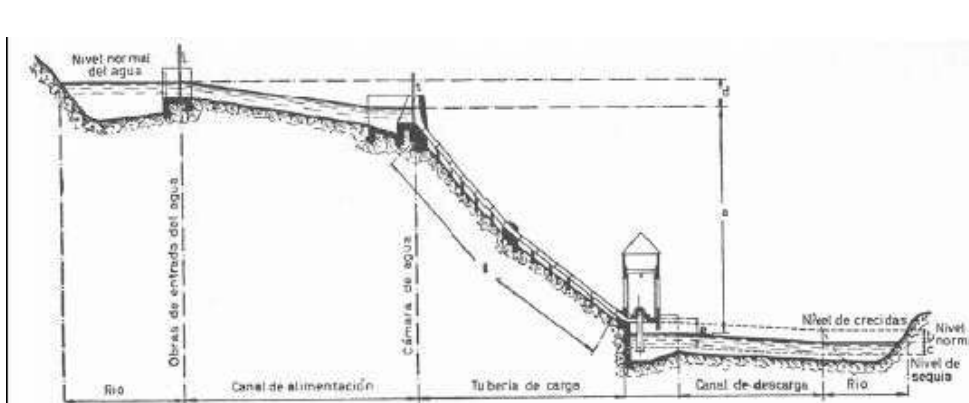


Fig. 2.2 – Central a fio de água [6]

- Centrais de albufeira, que possuem grande capacidade de armazenamento de água e cujo período de esvaziamento é superior a 100 horas, podendo, portanto, armazenar a água durante longos períodos de modo a que esta seja utilizada quando for mais necessária. Geralmente a potência instalada é superior, uma vez que as águas estão armazenadas em níveis superiores com mais energia potencial.

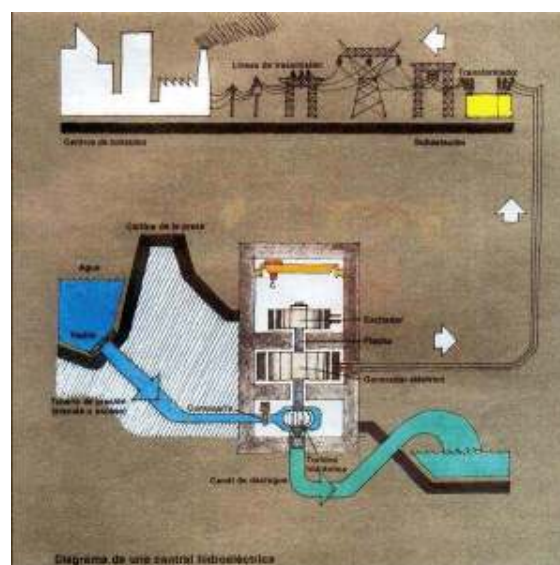


Fig. 2.3 – Central de albufeira [6]

- Centrais de bombagem, são centrais de albufeira que têm a função de produzir energia eléctrica nas horas de maior consumo e bombear água para a albufeira nas horas de menor consumo. Estas centrais estão equipadas com grupos reversíveis que permitem turbinar água e produzir energia eléctrica e também bombear água consumindo energia eléctrica geralmente produzida por centrais a fio de água ou por centrais eólicas.

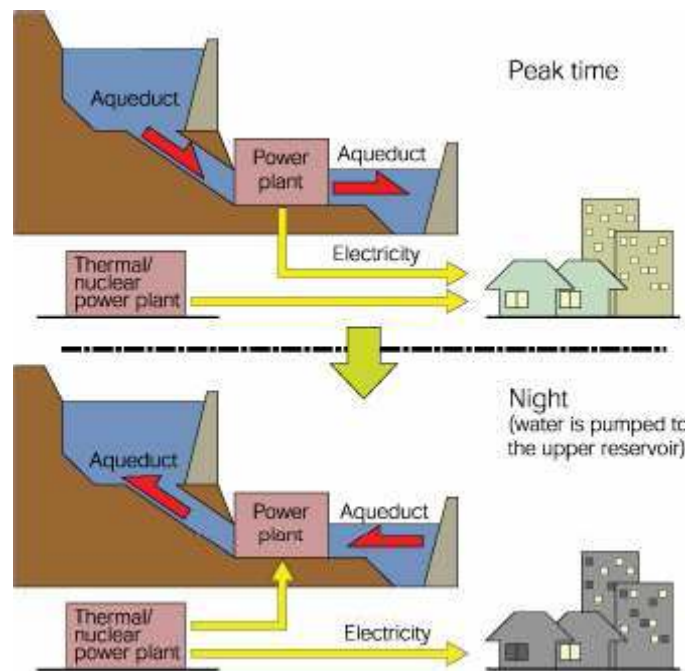


Fig. 2.4 – Central de albufeira [6]

Quanto ao serviço desempenhado, a classificação das centrais divide-se em:

- Centrais de base, que funcionam em regime contínuo durante 24 horas, com a totalidade ou parte dos seus grupos alternadores, sendo a base do sistema eléctrico. Geralmente as centrais a fio de água e as centrais de albufeira, quando a pluviosidade é elevada, funcionam como centrais de base.
- Centrais de ponta, que funcionam apenas quando é necessário cobrir uma eventual necessidade energética nas horas de ponta. Geralmente, as centrais de albufeira funcionam como centrais de ponta.

2.3. TURBINAS

A função de uma turbina consiste em converter a energia (potencial gravítica e cinética) armazenada na água ou noutro fluido em energia mecânica. As turbinas hidráulicas podem ser turbinas de acção, que funcionam ao ar livre, ou turbinas de reacção, cujo funcionamento se faz no seio da água turbinada.

As turbinas dividem-se em três tipos principais:

- Pélton
- Francis
- Kaplan

Os princípios de funcionamento são comuns aos três tipos de turbinas, a água entra pela tomada de água situada a montante da central a uma cota mais elevada e é conduzida através de uma conduta até à entrada da turbina. Aí passa por um sistema de guias móveis que permitem controlar o fluxo volumétrico fornecido à turbina, sendo possível aumentar ou diminuir a potência consoante a abertura das guias. A jusante deste mecanismo a água chega ao rotor da turbina. Por transferência de quantidade de movimento, parte da energia potencial é transferida para o rotor, sob a forma de torque e velocidade de rotação, o que faz com que a água na saída da turbina esteja a uma pressão inferior à pressão atmosférica. A água, após a passagem pelo rotor, é conduzida até à parte de jusante do rio, pela restituição.

As turbinas Pélton não possuem o sistema de guias móveis, mas estão dotadas de um bocal com uma agulha móvel, semelhante a uma válvula, que permite controlar o fluxo volumétrico. O princípio de funcionamento é também um pouco diferente, uma vez que a pressão é transformada em energia cinética num bocal, onde o fluxo da água é acelerado até atingir velocidades altas e, em seguida, é conduzido contra as pás da turbina, imprimindo-lhe rotação e torque. Estas turbinas são as mais eficientes do mundo, sendo uma máquina de impulso que utiliza a segunda lei de Newton para extrair energia do fluxo de água. A turbina usa um fluxo de água tangencial, o que faz com que o fluxo de água seja tangente à hélice, sendo a água conduzida por um conjunto de bocais contra uma série de baldes montados na extremidade de uma roda. Cada balde inverte o fluxo de água deixando-o com menor energia e o impulso resultante faz girar a turbina. A roda de Pélton é muito eficaz em aplicações de grande altura de queda de água, podendo ser utilizadas com quedas desde os 15 m até aos 1800m.

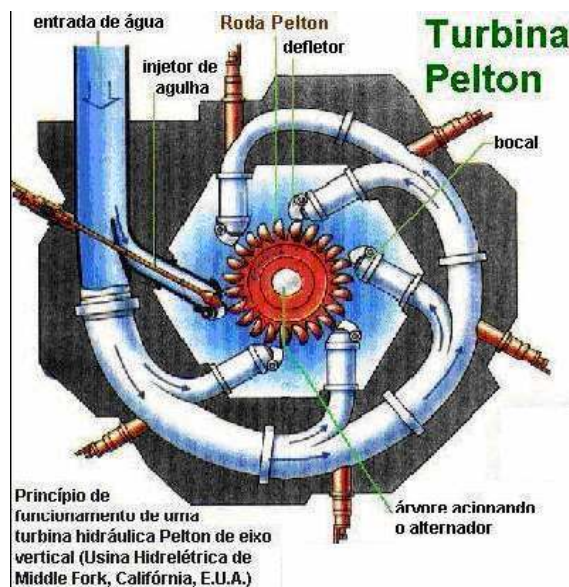


Fig. 2.5 – Turbina Pélton [6]

As turbinas Francis combinam os conceitos de fluxo radial e axial, sendo turbinas de reacção, o que significa que a pressão do líquido sofre alterações à medida que se move sobre a turbina, transferindo energia. A turbina está situada entre a zona de entrada da água, com grande pressão, e a zona de saída, a pressões mais baixas. O canal de entrada é em espiral e as guias conduzem a água directamente para a hélice, sendo o fluxo radial que actua nas pás o responsável pela rotação da turbina. Este tipo de turbinas pode trabalhar com uma queda desde os 10 m até várias centenas de metros. As turbinas Francis além da produção eléctrica podem também ser usadas na bombagem da água para montante, constituindo grupos reversíveis.

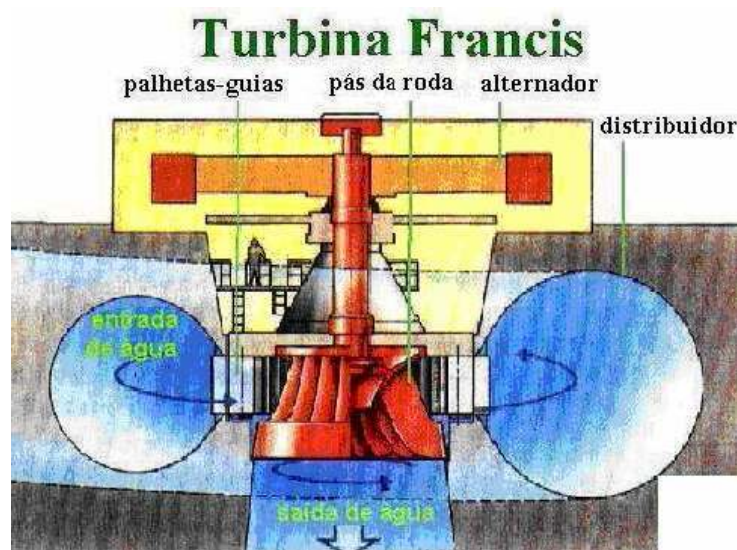


Fig. 2.6 – Turbina Francis [6]

As turbinas Kaplan são também de reacção e de entrada de fluxo, sendo uma evolução das turbinas Francis. A principal diferença entre os dois tipos de turbina está no rotor, sendo este semelhante a um propulsor de um navio (hélice), com duas a seis pás móveis. Dentro do cubo do rotor está montado um sistema de êmbolo e manivelas, responsável pela variação da inclinação das pás. As turbinas Kaplan são mais eficientes com alturas de queda baixas, geralmente inferiores a 40 metros [6].

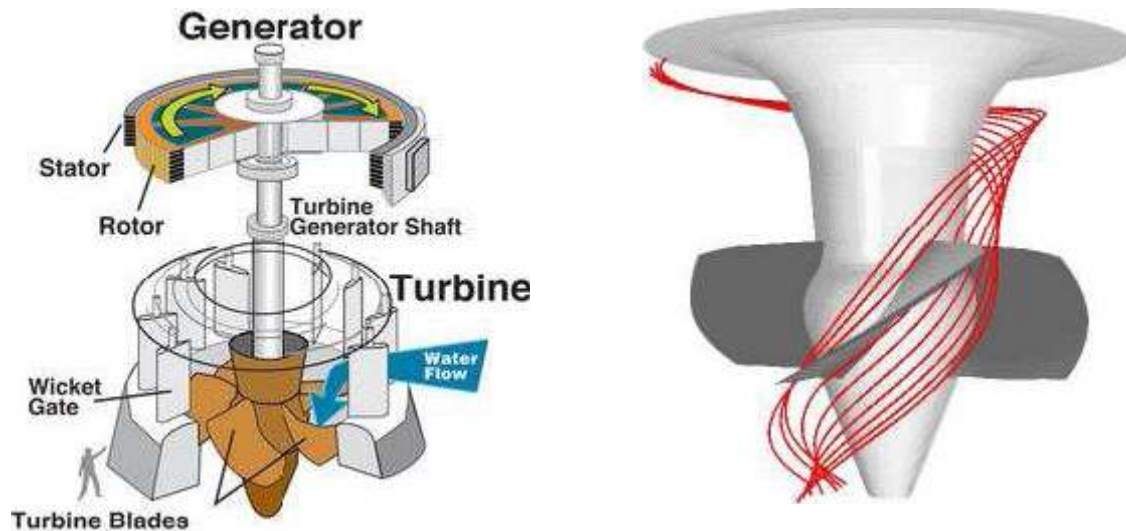


Fig. 2.7 – Turbina Kaplan [6]

2.4. BARRAGENS

Os critérios de classificação de barragens baseiam-se na importância, na finalidade principal, nos materiais e na solução estrutural adoptada. Relativamente à sua importância, as barragens podem classificar-se em dois grupos, de acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens, em vigor desde 1990 [8]:

Grandes Barragens:

- Uma barragem com mais de 15 m de altura, contada desde o ponto mais baixo da fundação até ao coroamento, e
- Uma barragem de altura maior ou igual a 10 metros, cuja albufeira tenha capacidade superior a um milhão de m³.
- Barragens de altura inferior a 15 m que não estejam incluídas no grupo anterior e cuja albufeira tenha capacidade superior a 100000 m³.

Para efeitos do actual Regulamento de Segurança de Barragens, foram criados 3 grupos de classificação das barragens, em função dos danos potenciais a elas associados:

- Classe I
- Classe II
- Classe III

A escolha do tipo de barragem a construir num dado local depende, essencialmente, das características físicas do local, nomeadamente, as topográficas, geotécnicas e os materiais disponíveis e da função que a barragem vai desempenhar.

Relativamente aos materiais que constituem a estrutura da barragem, podemos distinguir entre as barragens de betão e as barragens de aterro. Apresentam-se em seguida algumas características de ambos os grupos [4] [6] [7] [9].

2.4.1. BARRAGENS DE BETÃO

A estrutura de uma barragem é caracterizada essencialmente pela sua forma, dimensões e materiais utilizados. As barragens de betão podem ser dos seguintes tipos básicos: gravidade, gravidade aligeirada, contrafortes, abóbada simples e abobadas múltiplas. Estes dois últimos, de simples ou dupla curvatura [10] [11].

2.4.1.1. Gravidade

As barragens de gravidade são as mais simples e mais comuns e têm a estabilidade ao derrube e ao escorregamento assegurada pelo peso próprio. O seu perfil transversal é aproximadamente trapezoidal, com paramento de montante vertical e subvertical, tal como se vê nas figuras 2.8, 2.9 e 2.10, da barragem do Fratel. As estruturas das barragens de gravidade podem também ser aligeiradas por intermédio de um vazamento interno ou externo do paramento da barragem – Barragem Gravidade Aligeirada. Nas figuras 2.11, 2.12 e 2.13, está representada a barragem do Touvedo, que é constituída por um perfil aligeirado interiormente, enquanto que nas figuras 2.14, 2.15 e 2.16, está representada a barragem de Pracana, que é composta por um aligeiramento exterior [4].

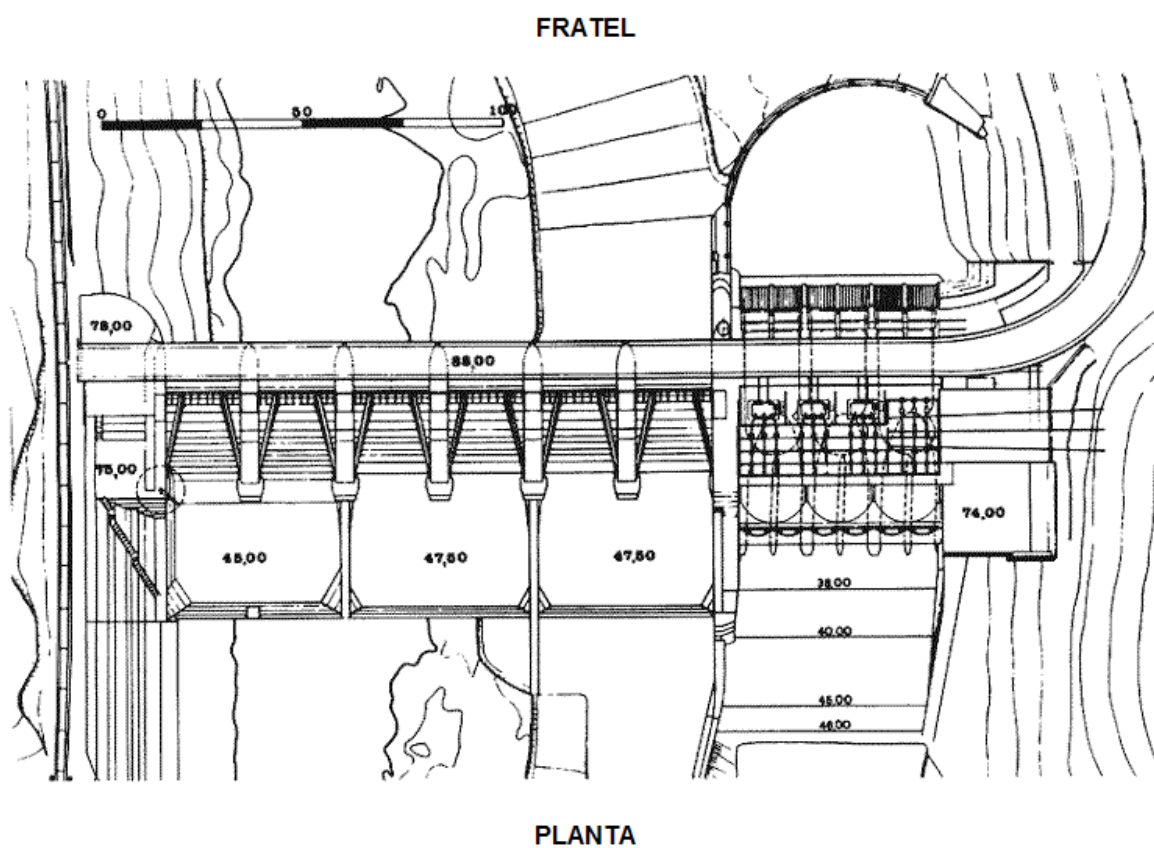


Fig. 2.8 – Barragem do Fratel – Planta [4]

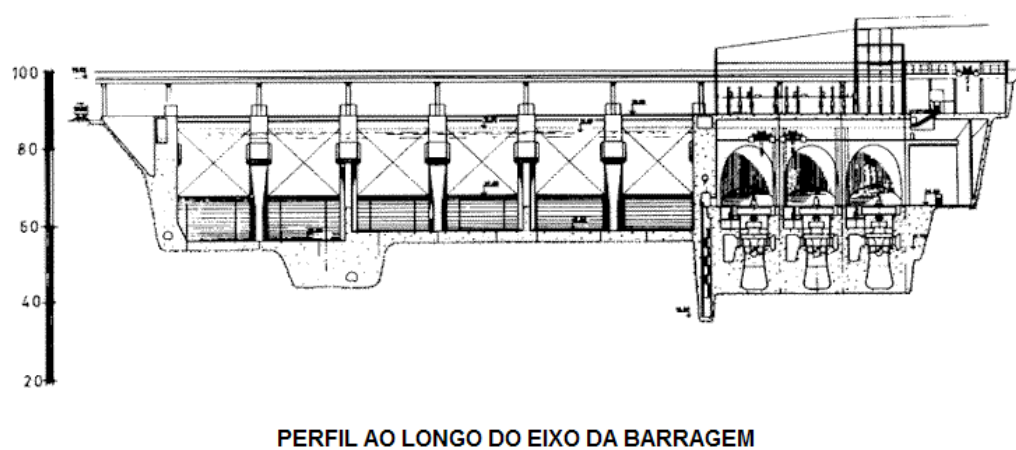


Fig. 2.9 – Barragem do Fratel – Perfil ao longo do eixo [4]

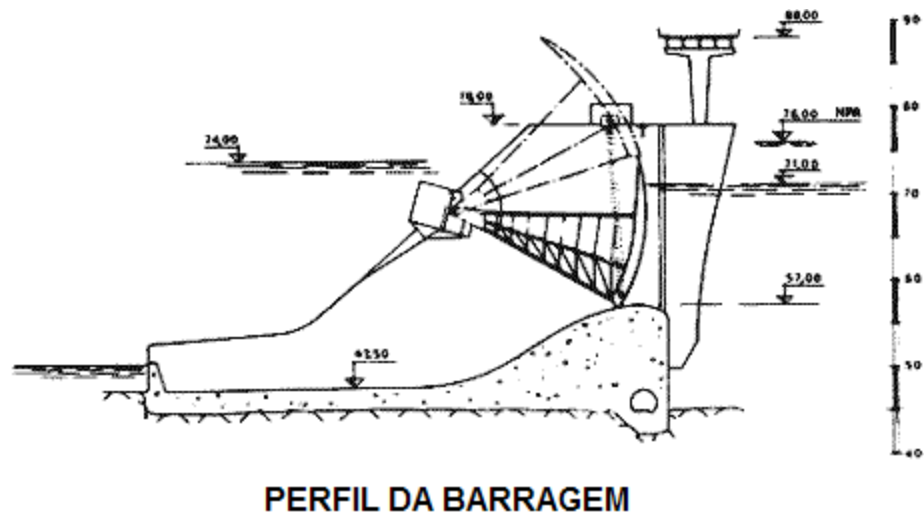


Fig. 2.10 – Barragem do Fratel – Perfil da barragem [4]

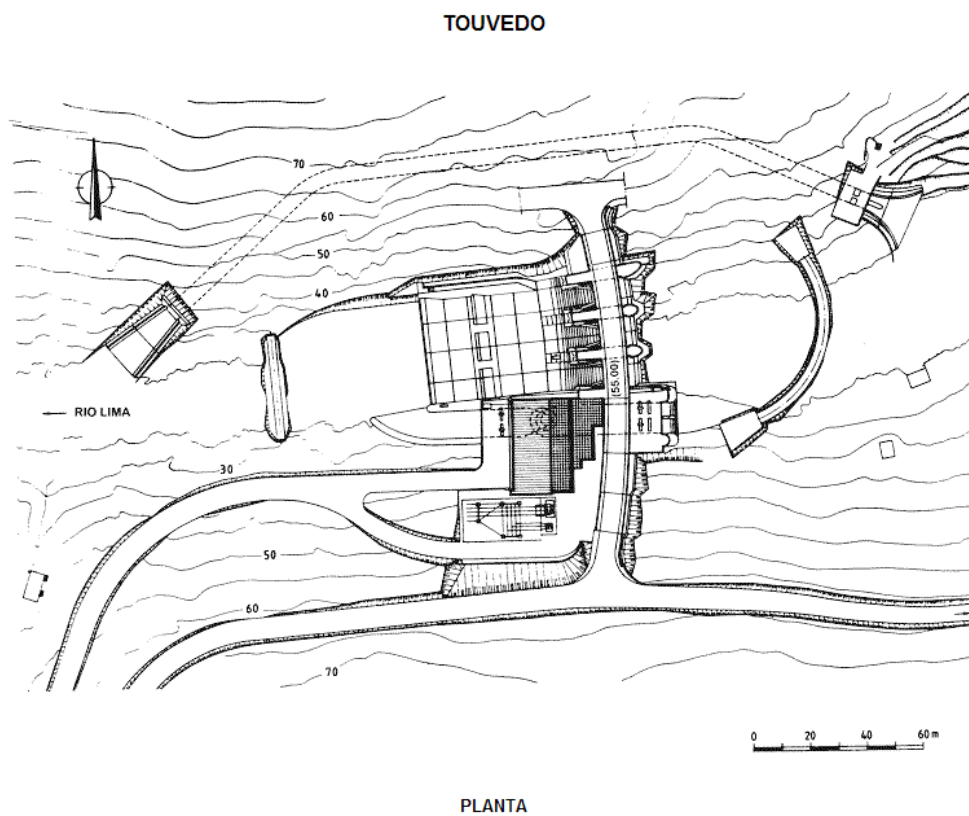


Fig. 2.11 – Barragem de Touvedo – Planta [4]

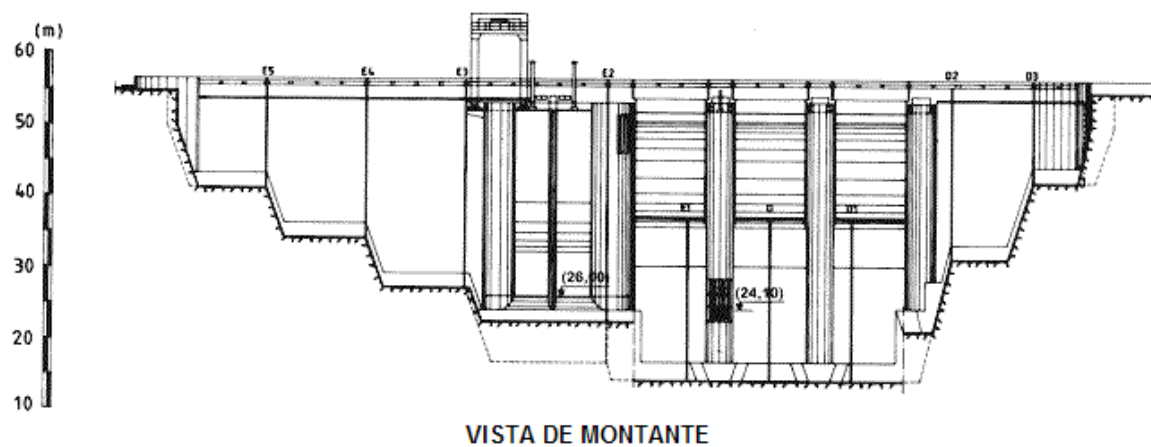


Fig. 2.12 – Barragem de Touvedo – Alçado de Montante [4]

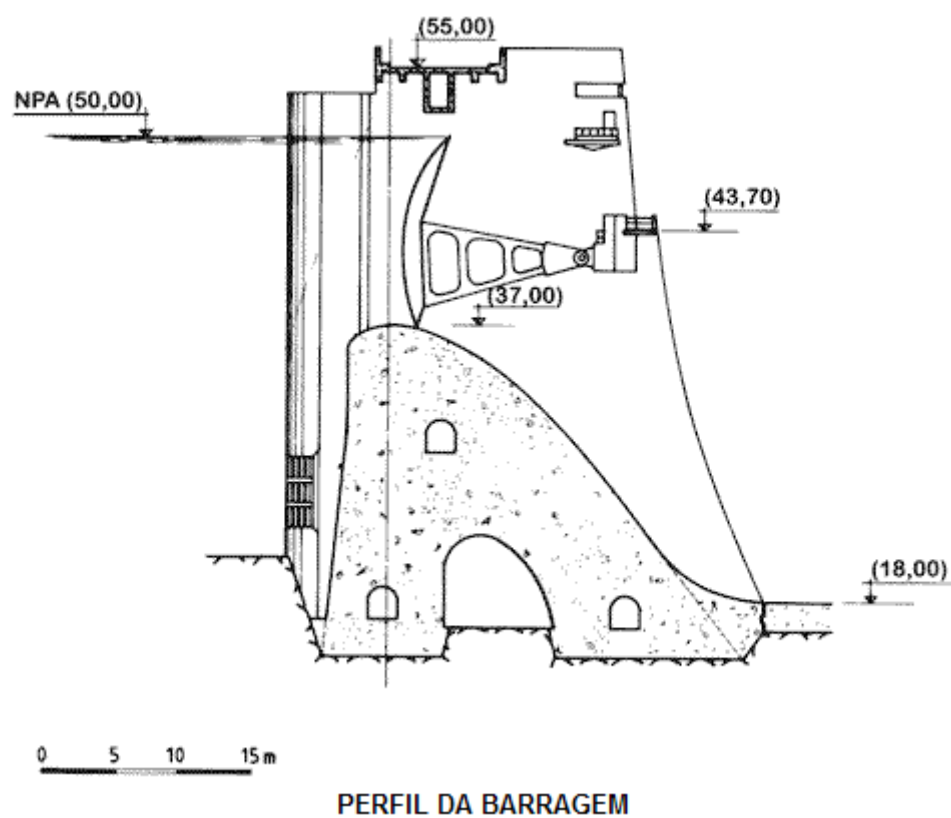
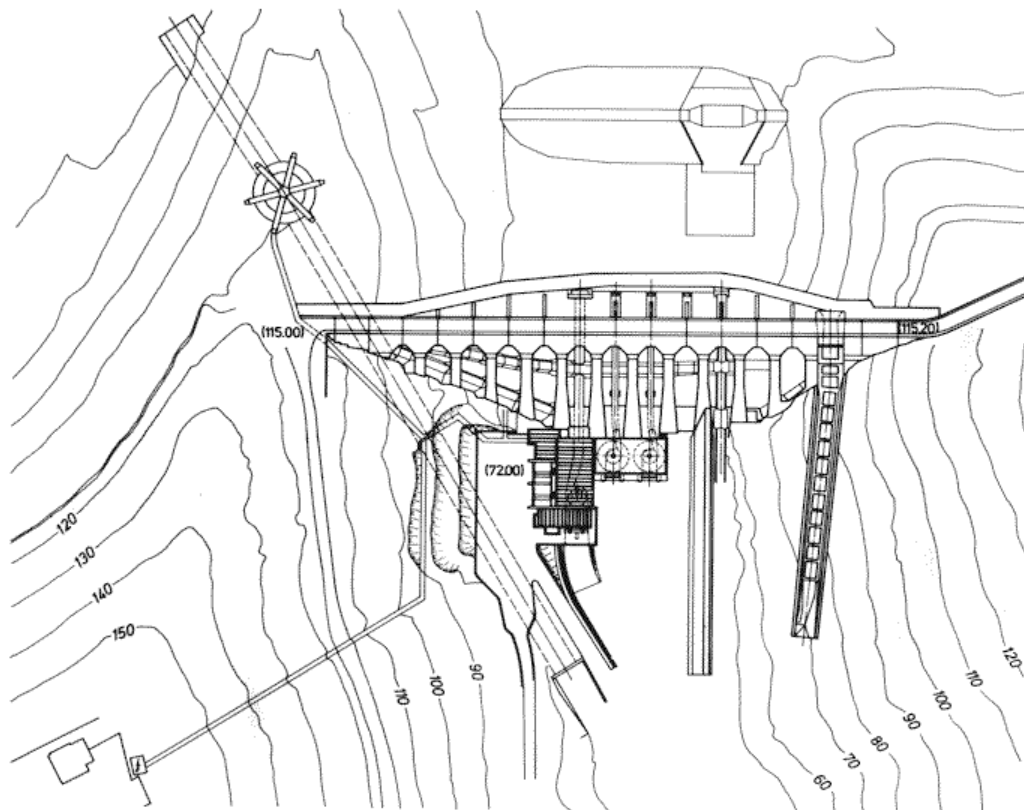


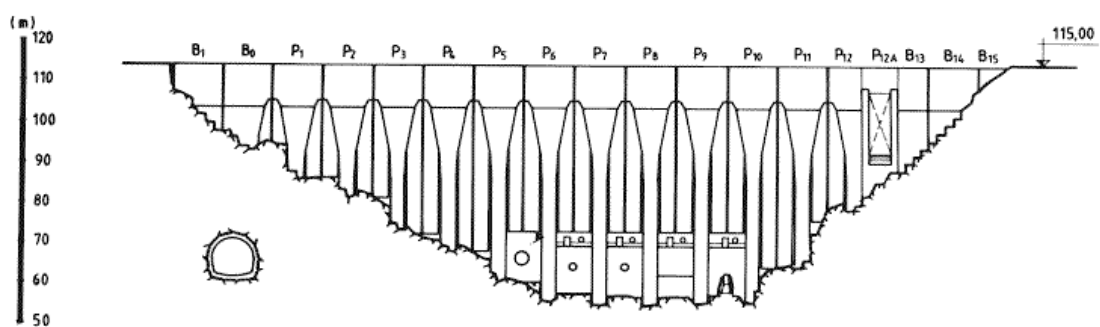
Fig. 2.13 – Barragem de Touvedo – Perfí [4]

PRACANA



PLANTA

Fig. 2.14 – Barragem de Pracana – Planta [4]



VISTA DE JUSANTE

Fig. 2.15 – Barragem de Pracana – Alçado de jusante [4]

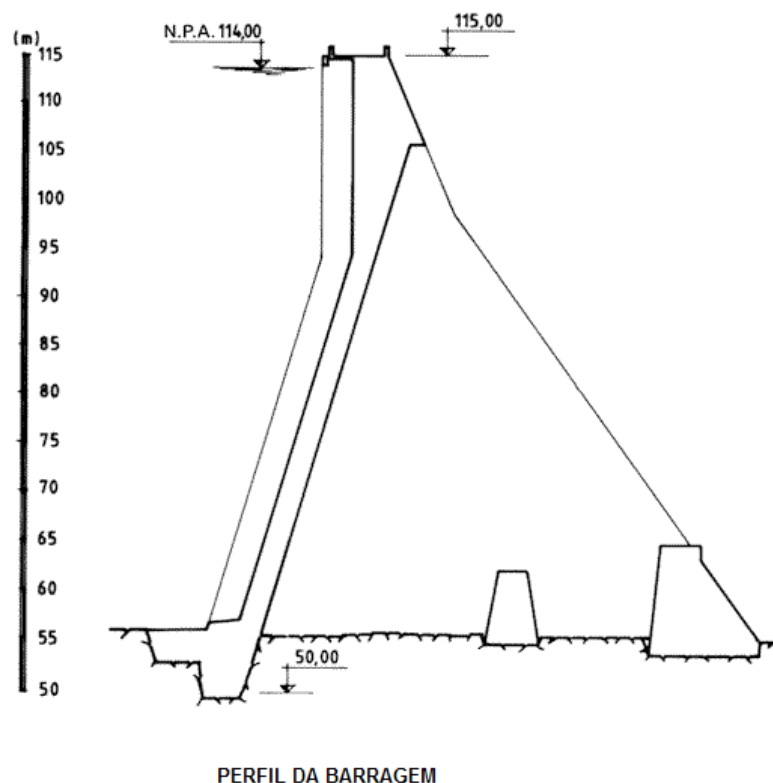


Fig. 2.16 – Barragem de Pracana – Alçado de jusante [4]

Neste tipo de barragens, as tensões são transmitidas à fundação dos blocos por fluxos em planos verticais (efeito consola) e têm, em geral, valores moderados, não sendo muito exigentes em relação à qualidade da rocha de fundação. A implantação deste tipo de barragens está geralmente associada à existência de vales largos, podendo, no entanto, ser implantadas também em vales estreitos[6].

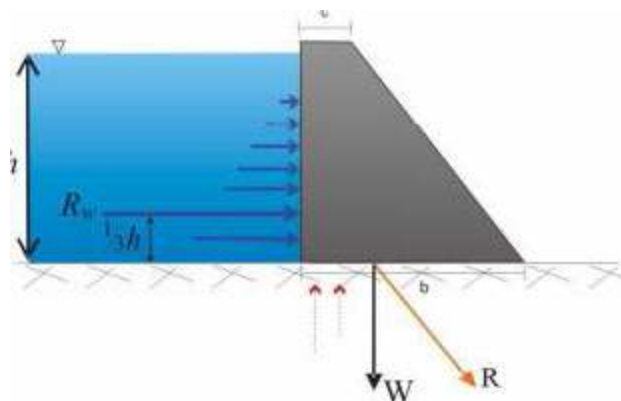


Fig. 2.17 – Transmissão de tensões em barragens de gravidade [6]

2.4.1.2. Contrafortes

As barragens de contrafortes apresentam uma estrutura contínua a montante, que assegura a estanqueidade, suportada a jusante por elementos descontínuos – contrafortes –, permitindo uma grande economia de betão. No entanto, a execução deste tipo de estruturas é bastante complexa e necessita de grandes quantidades de armaduras. As figuras 2.18, 2.19 e 2.20, representam a barragem de Miranda, que é constituída por este tipo de estrutura [4].

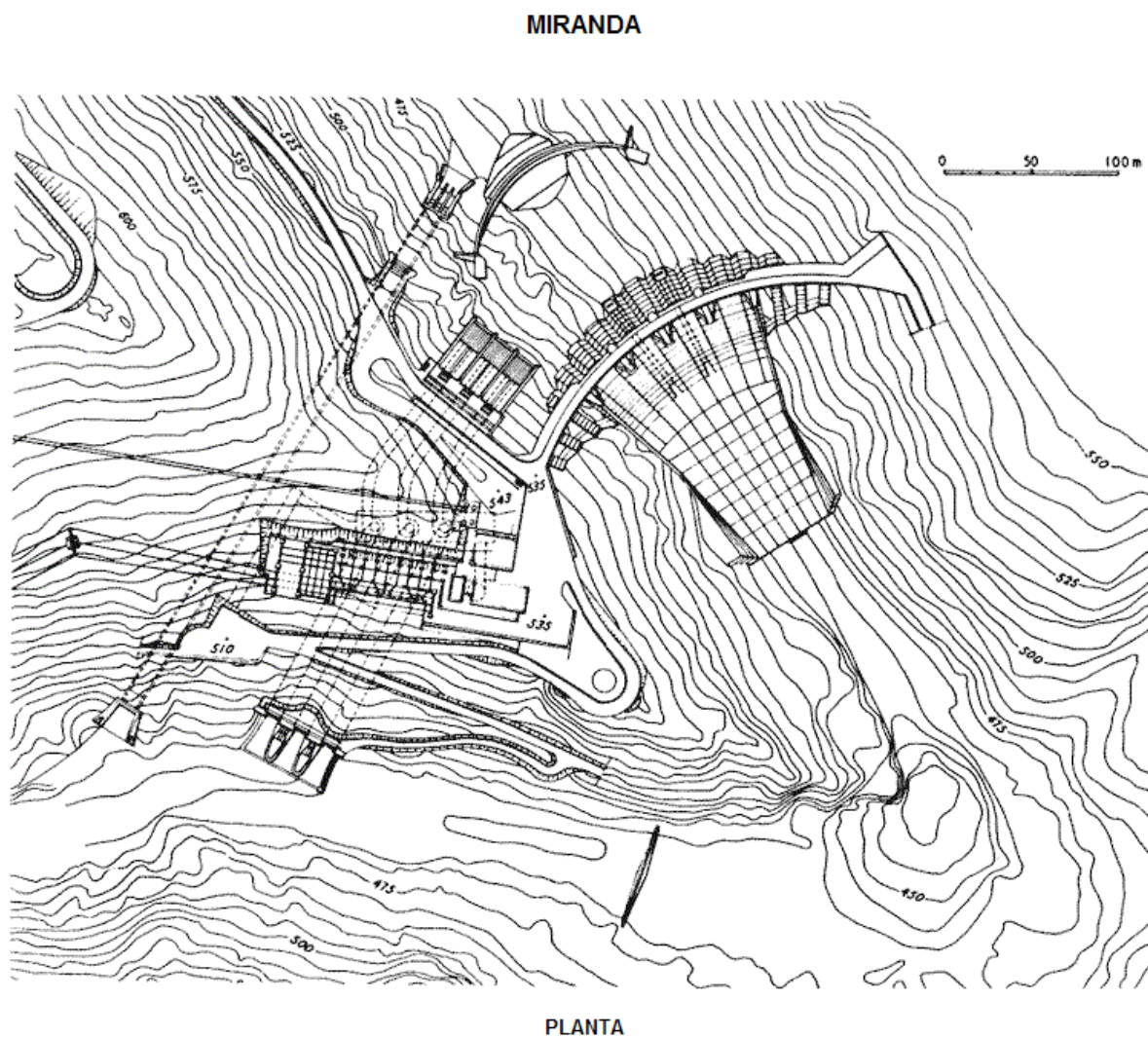
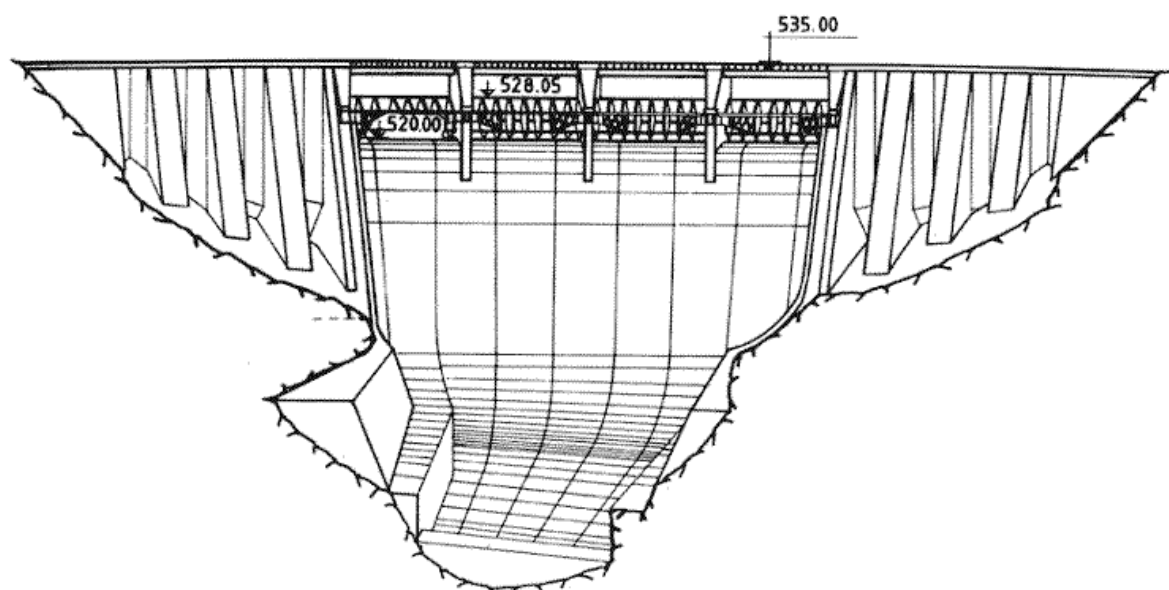
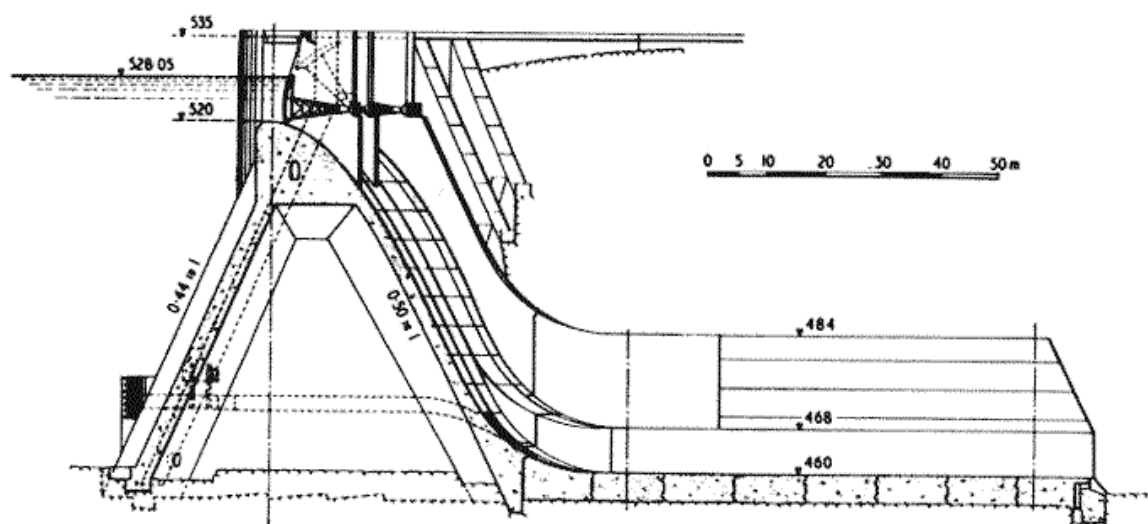


Fig. 2.18 – Barragem de Miranda – Planta [4]



VISTA DE JUSANTE

Fig. 2.19 – Barragem de Miranda – Alçado de Jusante [4]



PERFIL DA BARRAGEM

Fig. 2.20 – Barragem de Miranda – Perfil [4]

Em termos de fundação requerem terrenos muito resistentes uma vez que se verificam grandes concentrações de tensões nos apoios (contrafortes). Geralmente são adequadas para regiões de topografia suave com vales amplos e elevações relativamente baixas [6].

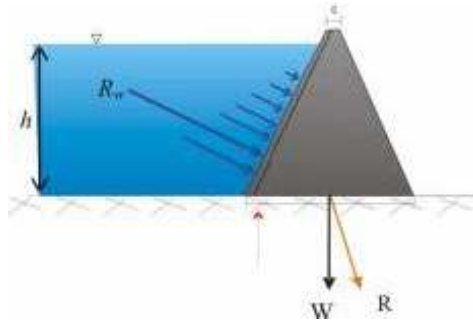


Fig. 2.21 – Transmissão de tensões em barragens de contrafortes [6]

2.4.1.3. Abóbada

As barragens abóbada apresentam curvatura para montante com a finalidade de transmitir o efeito da pressão hidrostática à fundação e aos encontros, tirando partido da resistência dos arcos à compressão e permitindo, assim, substancial redução do volume de betão em relação a barragens de gravidade. O princípio de funcionamento deste tipo de estruturas é semelhante ao funcionamento dos arcos como elementos resistentes a esforços normais. Enquanto nas barragens de gravidade o peso próprio da estrutura assume o papel fundamental em termos resistentes, nas barragens abóbada pretende-se compatibilizar a distribuição das tensões normais de compressão com as características geológicas e geotécnicas do maciço de fundação. Procura-se que as tensões sejam fundamentalmente de compressão, limitando-se o campo de tensões tracção a zonas muito restritas e com valores muito baixos [6].

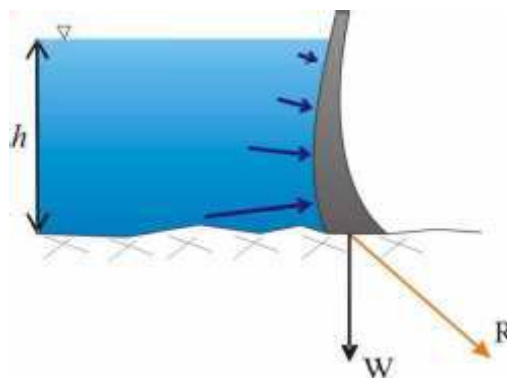


Fig. 2.22 – Transmissão de tensões em barragens abóbada [6]

A definição de formas de uma barragem abóbada tem em consideração a fase de construção, na qual a estrutura não é ainda monolítica e não se verifica o efeito de arco, a fase em que a obra está concluída,

após a injeção das juntas mas em que a albufeira se encontra vazia, e a fase de funcionamento, com a albufeira cheia.

Relativamente aos métodos de cálculo existentes é importante referir o método “Trial Load Method” preconizado pelo suíço Stuky, que concebeu uma estrutura constituída por elementos horizontais (arcos) e verticais (consolas) ligados entre si, conferindo a resistência em conjunto, permitindo que a pressão hidrostática se distribua simultaneamente por ambos. Esta consideração permite que os impulsos actuantes sobre as consolas sejam triangulares, aumentando com a profundidade, sendo por seu turno, os impulsos nos arcos de valor constante em todo o seu desenvolvimento. Assumindo esta distribuição, o método permite determinar qual a distribuição de cargas nos arcos e nas consolas, que compatibiliza os deslocamentos nos pontos comuns aos arcos e às consolas.

Actualmente, com o desenvolvimento dos elementos finitos, o método de Trial Load caiu em desuso, uma vez que, recorrendo a malhas de elementos finitos é possível discretizar mais facilmente as geometrias complexas associadas a este tipo de estruturas e ainda, simular as características resistentes dos maciços de fundação, bem como a sua interacção com a estrutura e a albufeira.

Este tipo de estrutura é geralmente implantado em vales em V muito estreitos. No entanto, é também adaptável a outras características topográficas como vales largos em U.

A escolha do local destas barragens depende de vários factores, relacionados com a geometria do vale, as condições topográficas, a qualidade do maciço de fundação e dos encontros, e as condições geológicas e geotécnicas. Necessitam de um terreno de fundação altamente resistente e de terrenos nos encontros com descontinuidades, com orientação e resistência capazes de garantir a resistência necessária para absorver os esforços resultantes dos arcos.

As barragens abóbada podem ter uma única curvatura horizontal, ou podem ser dotadas de dupla curvatura, horizontal e vertical. Nas figuras que seguem apresentam-se as barragens da Aguieira, do tipo abóbadas múltiplas, figuras 2.23, 2.24 e 2.25, do Alto Lindoso do tipo abóbada de dupla curvatura, figuras 2.26, 2.27 e 2.28 e de Salamonde, do tipo abóbada delgada, figuras 2.29, 2.30 e 2.31 [4].

As barragens de abóbadas múltiplas são dotadas de mais do que uma abóbada e a transmissão de esforços é semelhante às barragens com uma única abóbada.

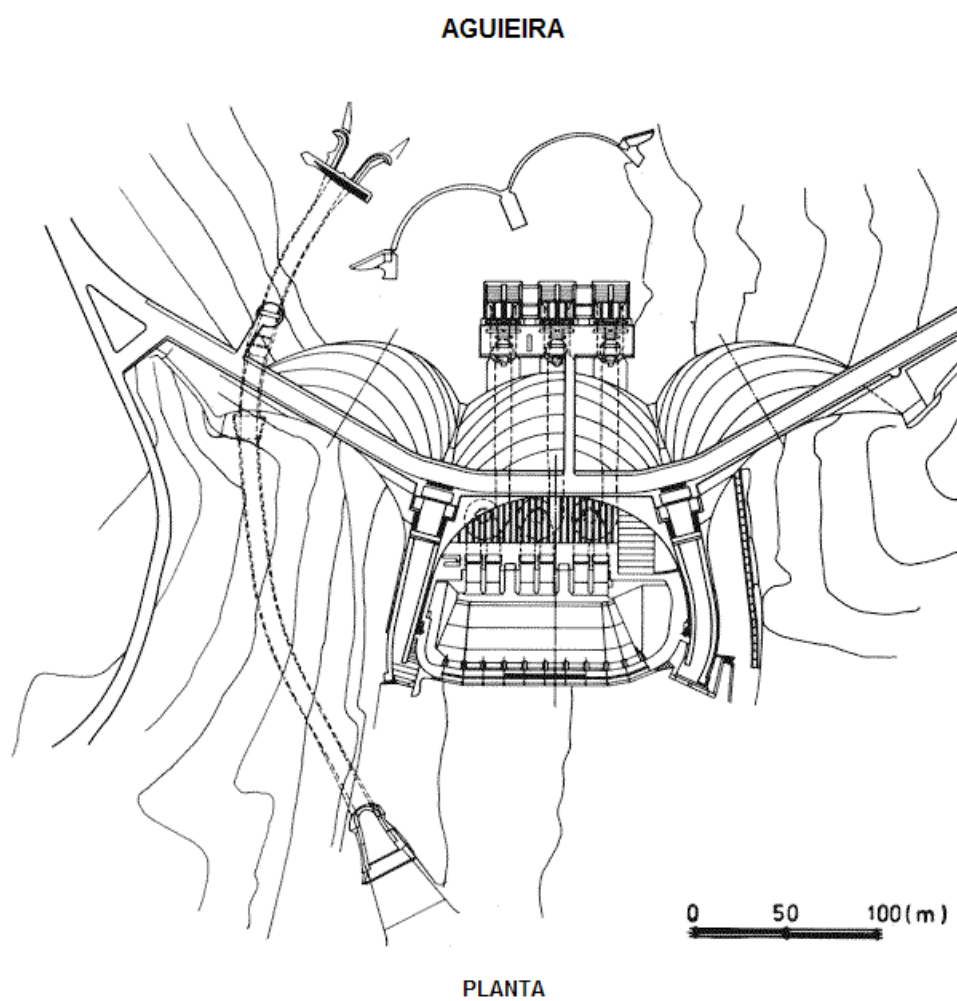


Fig. 2.23 – Barragem da Aguieira – Planta [4]

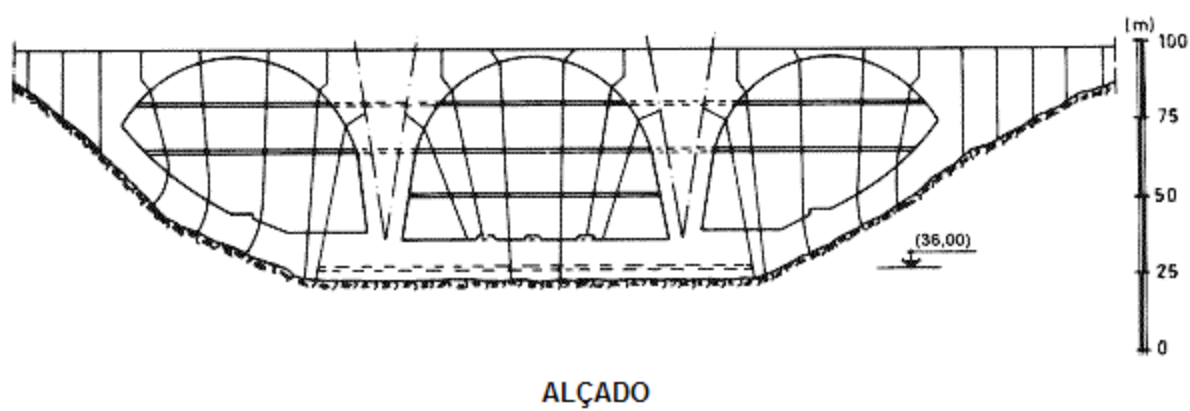
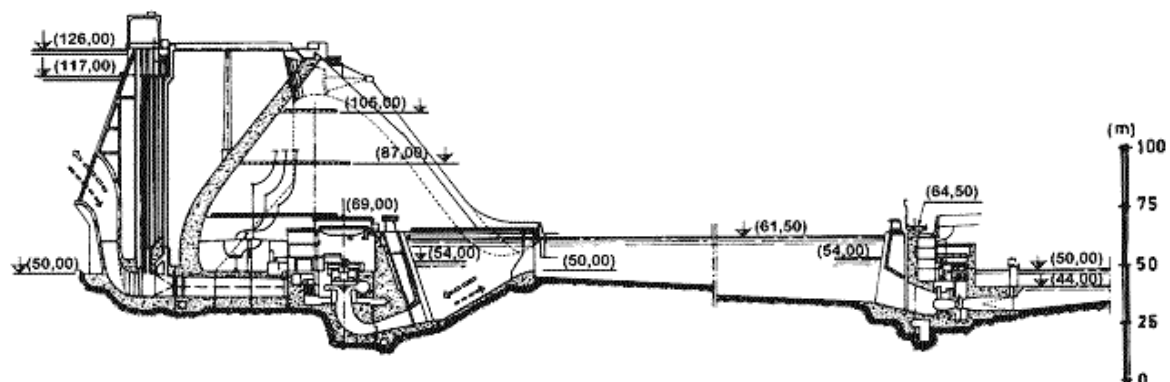


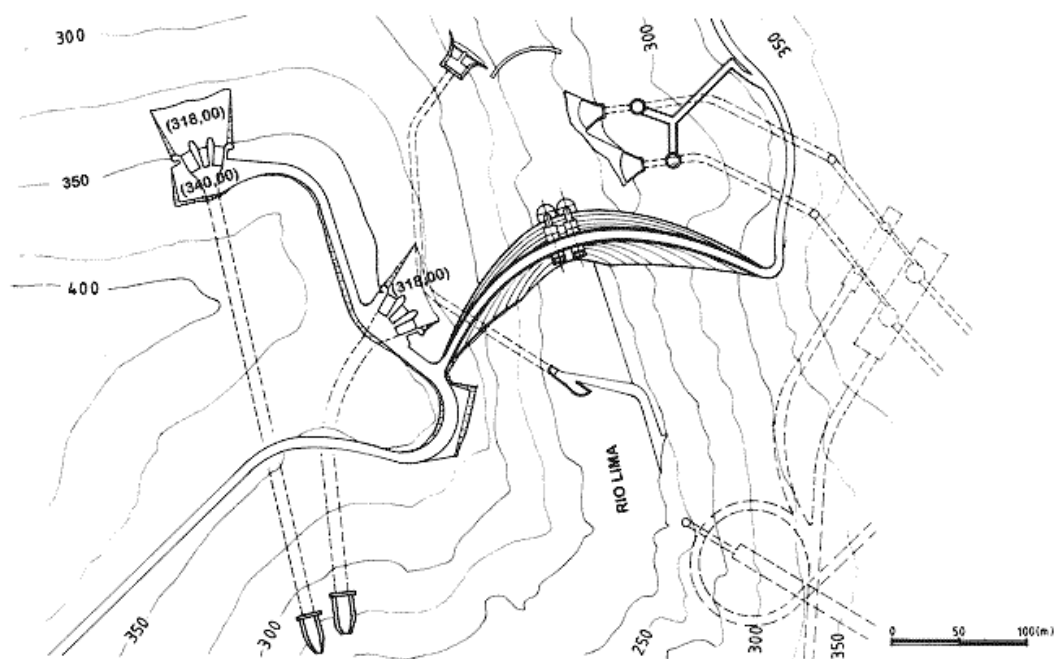
Fig. 2.24 – Barragem da Aguieira – Alçado [4]



PERFIL DA BARRAGEM

Fig. 2.25 – Barragem da Aguieira – Perfil [4]

ALTO LINDOSO



PLANTA

Fig. 2.26 – Barragem do Alto Lindoso – Planta [4]

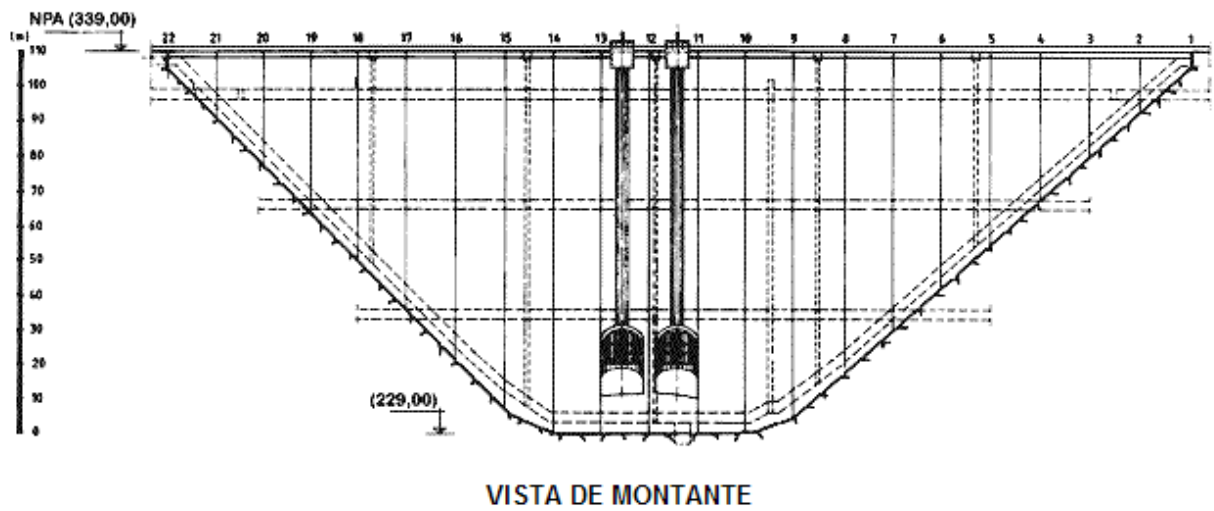


Fig. 2.27 – Barragem do Alto Lindoso – Alçado de montante [4]

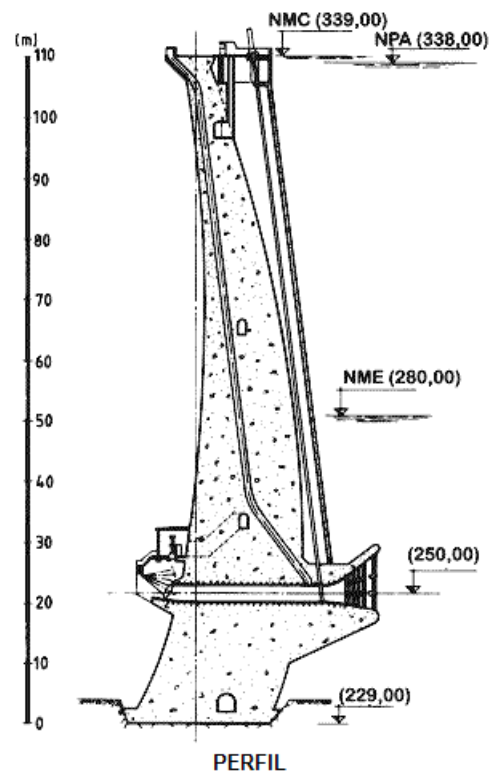


Fig. 2.28 – Barragem do Alto Lindoso – Perfil [4]

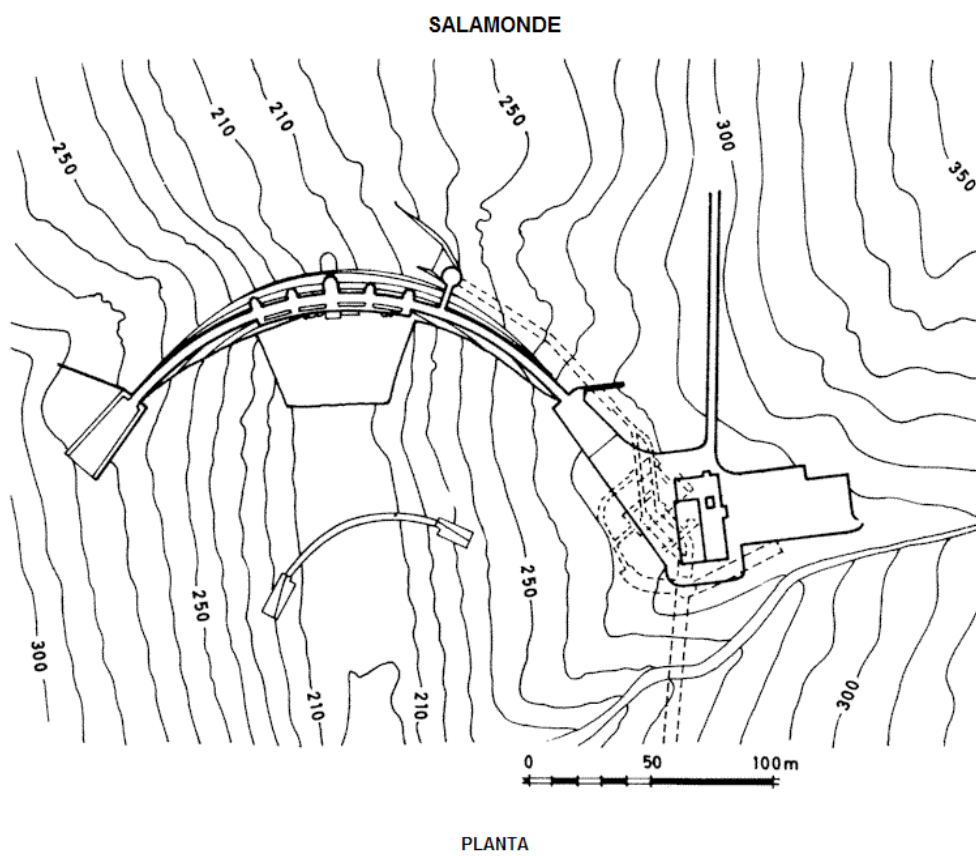


Fig. 2.29 – Barragem de Salomonde – Planta [4]

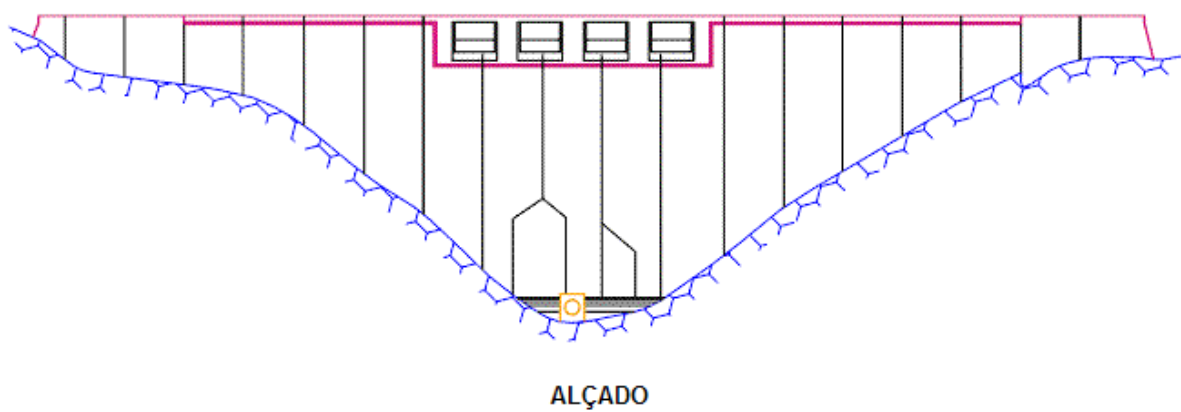
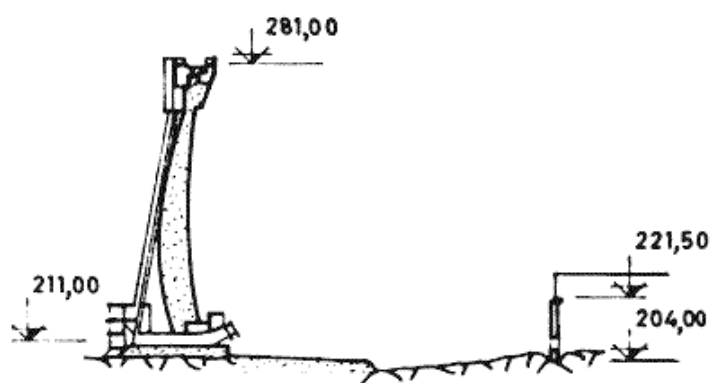


Fig. 2.30 – Barragem de Salomonde – Alçado [4]



PERFIL DA BARRAGEM

Fig. 2.31 – Barragem de Salamonde – Perfil [4]

2.4.1.4. Arco gravidade

As barragens arco gravidade são barragens abóbada muito espessas com pequena contribuição do efeito dos arcos, podendo também ser aligeiradas. Apresentam-se em seguida as barragens de Venda Nova, do tipo arco gravidade sem aligeiramento, Figs 2.32, 2.33 e 2.34, e de Bemposta do tipo arco de gravidade com aligeiramento, Figs 2.35, 3.36 e 2.37 [4].

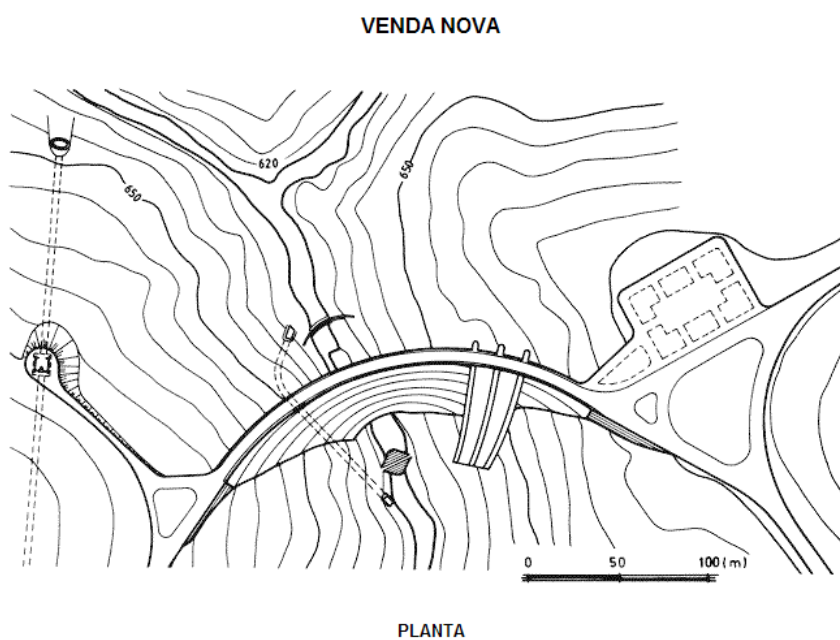


Fig. 2.32 – Barragem de Venda Nova – Planta [4]

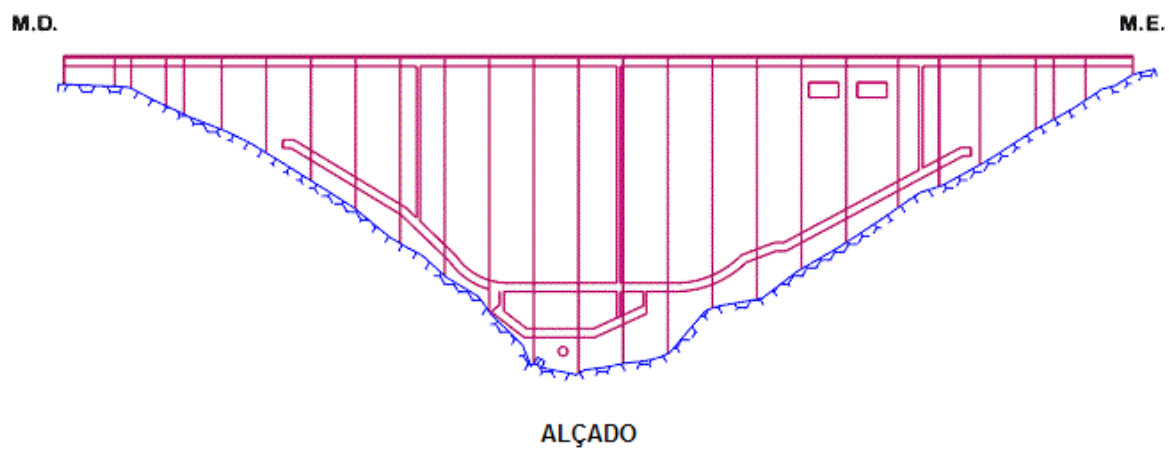


Fig. 2.33 – Barragem de Venda Nova – Alçado [4]

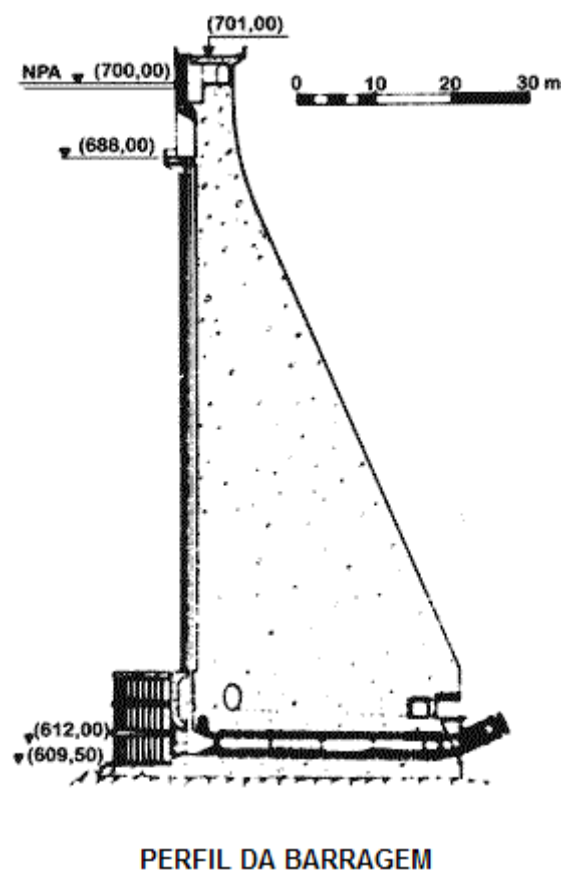


Fig. 2.34 – Barragem de Venda Nova – Perfil da barragem [4]

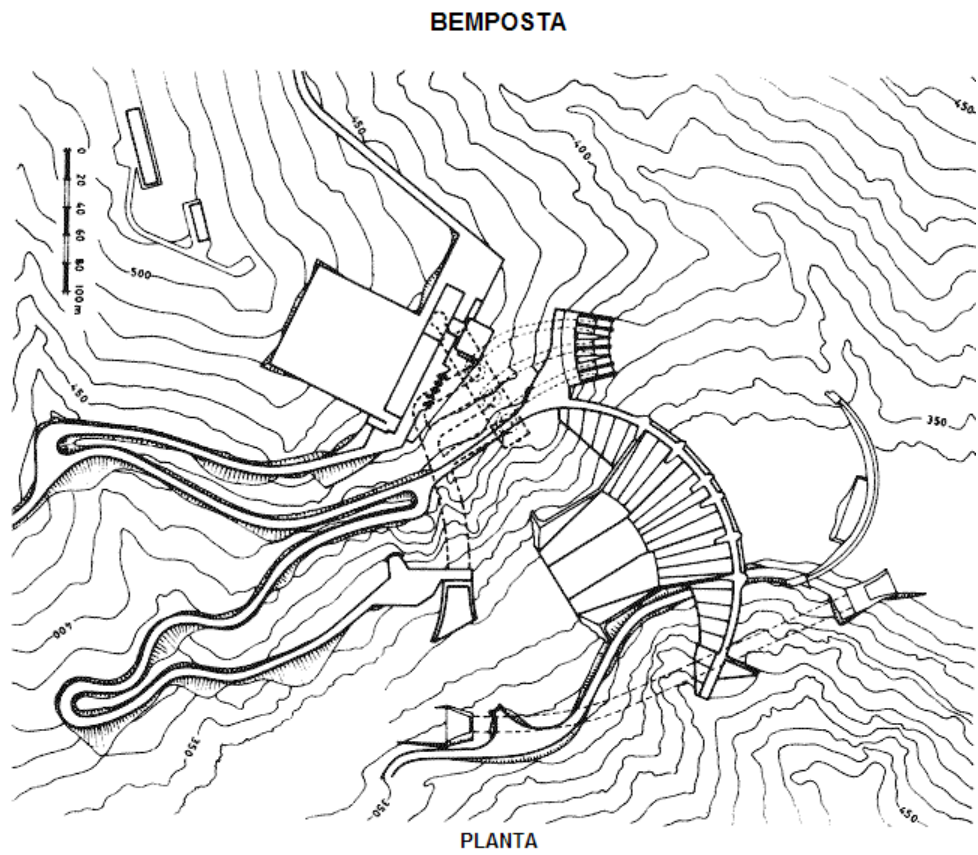


Fig. 2.35 – Barragem de Bemposta – Planta [4]

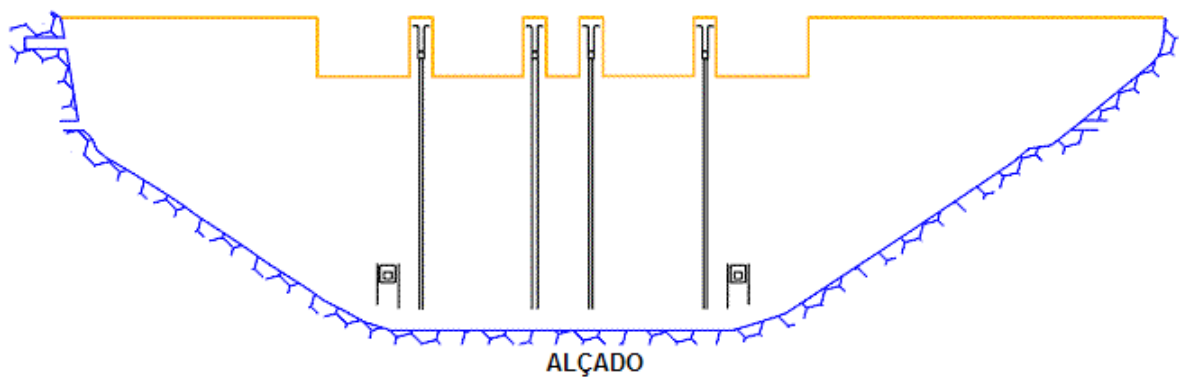


Fig. 2.36 – Barragem de Bemposta – Alçado [4]

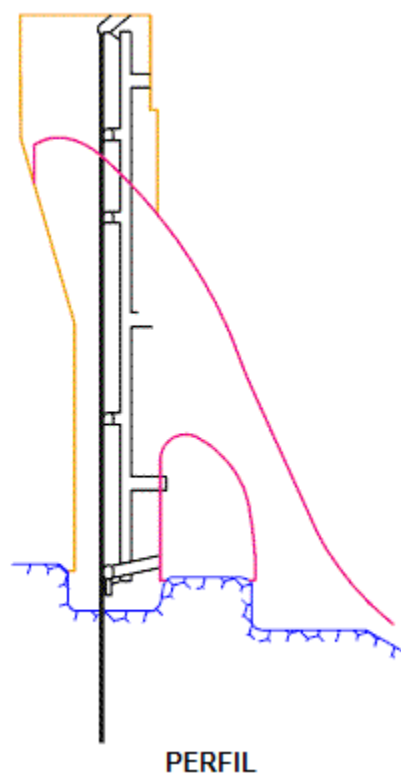


Fig. 2.37 – Barragem de Bemposta – Perfil [4]

A transmissão de tensões nas barragens arco gravidade faz-se simultaneamente por gravidade e aos encontros devido ao efeito do arco [6].

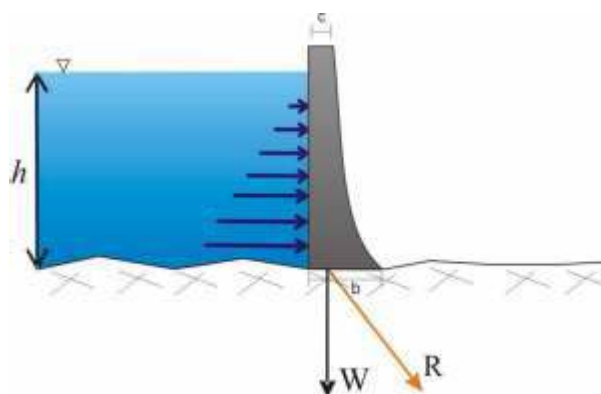


Fig. 2.38 – Transmissão de tensões em barragens arco gravidade [6]

2.4.1.5. Barragens em betão compactado com cilindros (BCC)

Esse tipo de barragens encontra-se em desenvolvimento e tem sido largamente utilizado. A técnica consiste em construir a barragem em betão utilizando os equipamentos e métodos construtivos usados na construção de barragens de aterro, colocando-se o betão em camadas de espessura variável que são espalhadas com um bulldozer e posteriormente compactadas com cilindros vibradores. Este tipo de barragens tem um comportamento semelhante ao de uma barragem gravidade, podendo apresentar um efeito de arco através da adopção de uma geometria curva. Os custos associados à construção deste tipo de barragens são substancialmente menores quando comparados com as barragens de betão convencionais, sendo também o tempo de construção muito mais reduzido. Nas figuras 2.39 e 2.40 apresenta-se a barragem de Pedrógão construída com esta técnica [4].

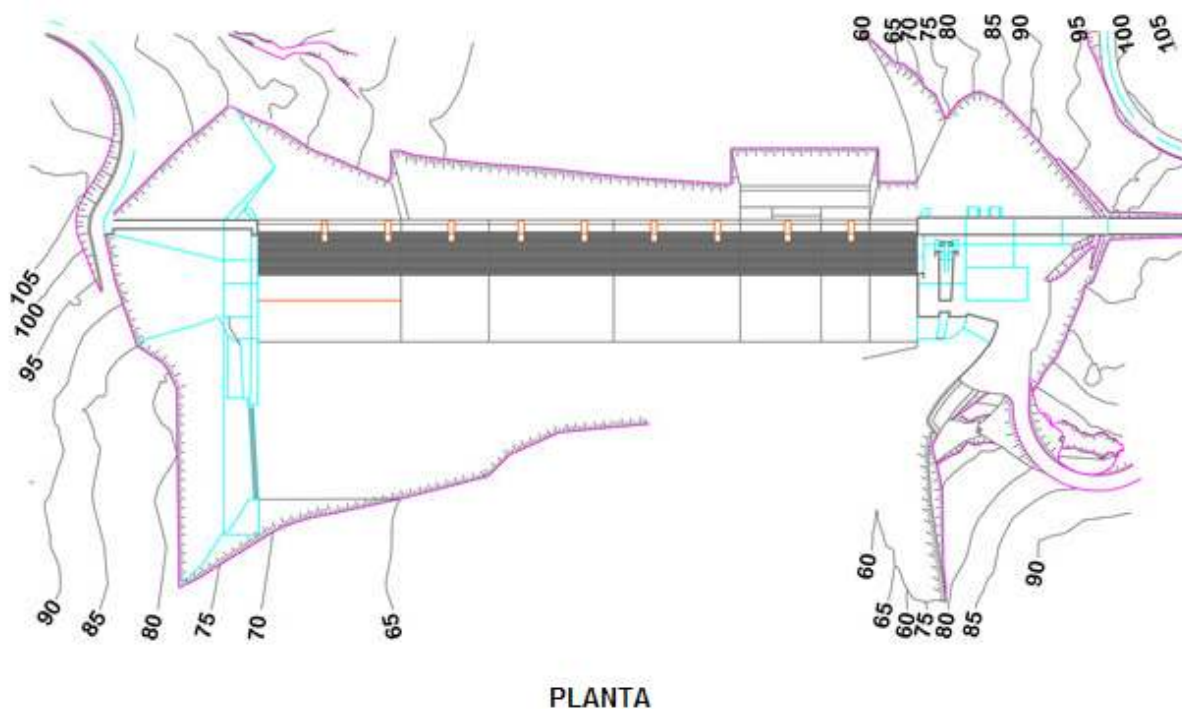


Fig. 2.39 – Barragem de Pedrógão – Planta [4]

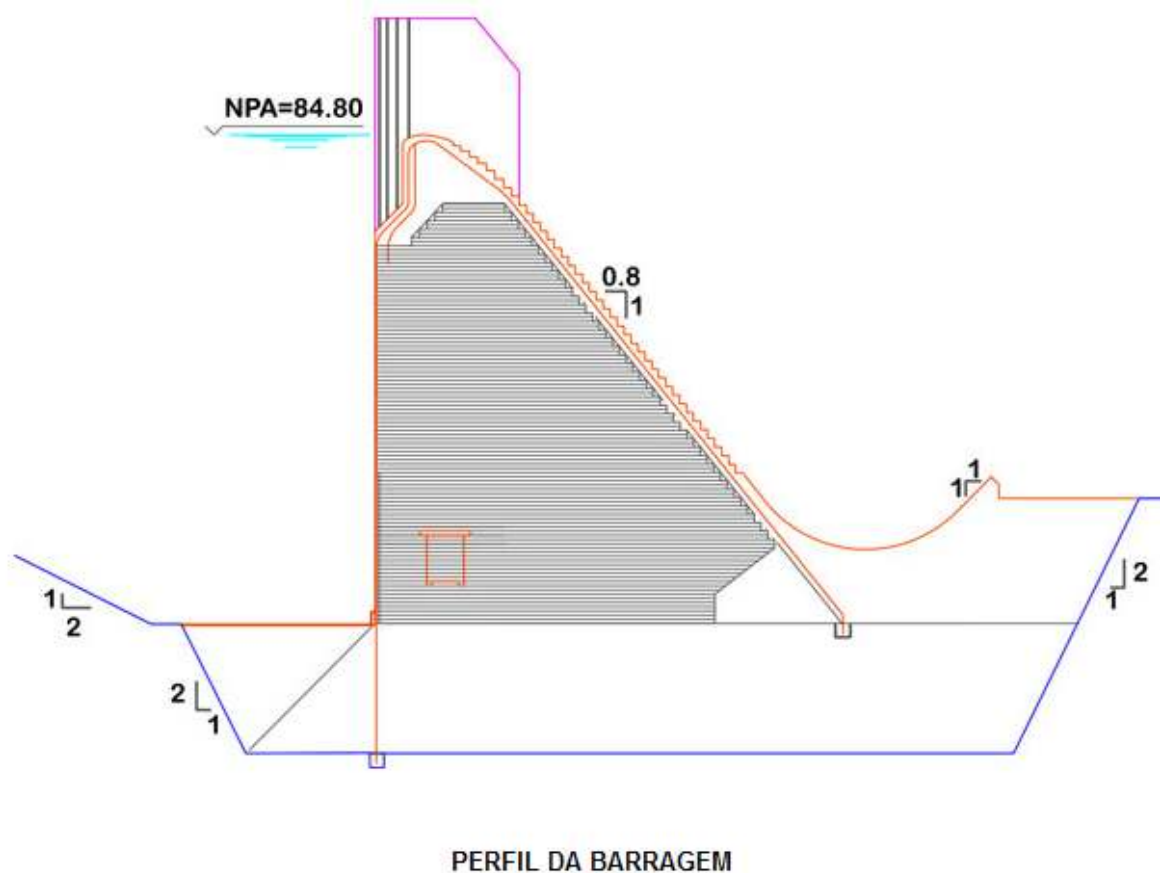


Fig. 2.40 – Barragem de Pedrógão – Perfil [4]

2.4.2. BARRAGENS MÓVEIS

As barragens móveis são obras que provocam a elevação do nível de água a montante, dando origem a albufeiras com pouca capacidade de regularização. Geralmente a elevação do nível de água obtém-se com o intuito de criar uma queda para aproveitamento da força motriz da água e para derivação de água para jusante, conduzindo-a até aos seus locais de utilização. São dotadas de comportas que permitem regular o nível a montante e que, durante as cheias de maior relevância, permitem descarregar os caudais afluentes, não constituindo qualquer tipo de obstáculo ao escoamento, sendo então pequena a sobre-elevação do nível a montante que as barragens provocam, em relação ao nível natural. Em muitos casos, como por exemplo o Douro Nacional, a implantação de barragens móveis permite que o regolho provocado por uma barragem atinja a que se situa a montante, assegurando desta forma condições de navegabilidade. Nas figuras 2.41, 2.42 e 2.43, apresenta-se o caso da barragem de Crestuma-Lever que, tal como foi referido, está situada no Douro Nacional e trata-se de uma barragem móvel [4].

As barragens móveis são constituídas por obras de construção civil fixas, que consistem em um troço descarregador com soleiras, em que se apoiam as comportas, podendo ser prolongadas por bacias de dissipação de energia do escoamento, pilares que formam os vãos obturáveis por comportas e que

suportam passadiços de manobra de equipamentos ou pontes, fundações das soleiras e pilares e de troços de barragens de gravidade, ou de aterro nas zonas de ligação aos encontros.

CRESTUMA - LEVER

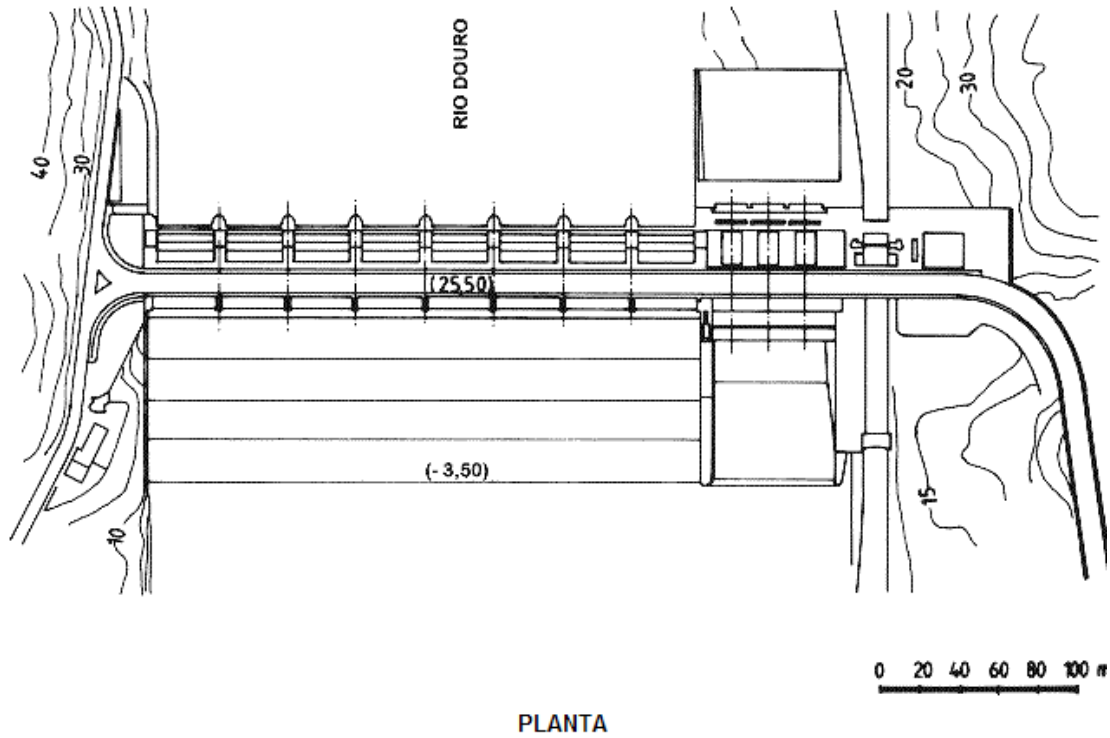


Fig. 2.41 – Barragem de Crestuma-Lever – Planta [4]

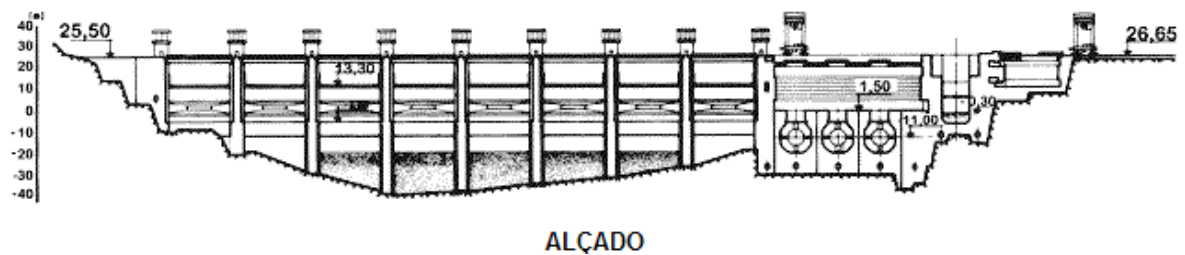
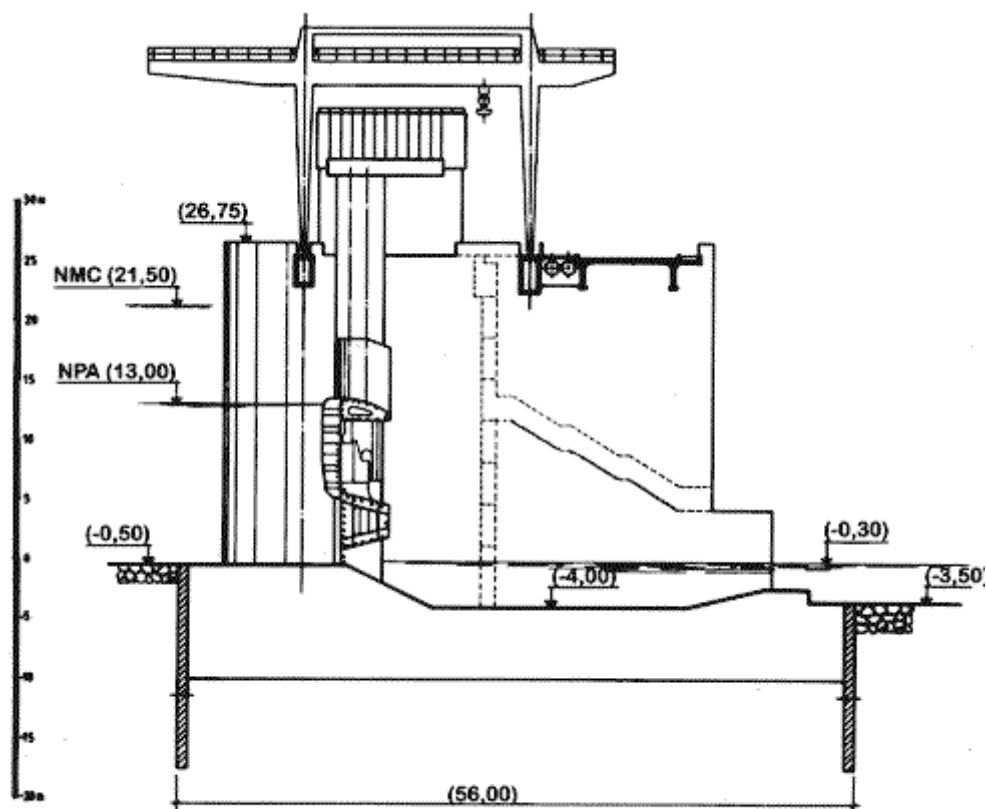


Fig. 2.42 – Barragem de Crestuma-Lever – Alçado [4]



PERFIL DA BARRAGEM

Fig. 2.43 – Barragem de Crestuma-Lever – Perfil [4]

2.4.3. BARRAGENS DE ATERRO

As barragens de aterro podem classificar-se como: barragens de terra com perfil homogéneo ou perfil zonado e de enrocamento. O perfil deste tipo de barragens é geralmente trapezoidal. São relativamente simples de construir, podendo ser utilizadas em locais onde a natureza do terreno desaconselha a utilização de barragens de betão. O sistema de construção destas barragens consiste na compactação dos materiais dispostos em camadas de espessura variável e podem ser implantadas em zonas com terrenos de fundação de fraca qualidade, uma vez que os esforços transmitidos à fundação são, geralmente, menores do que nas barragens de betão [6].

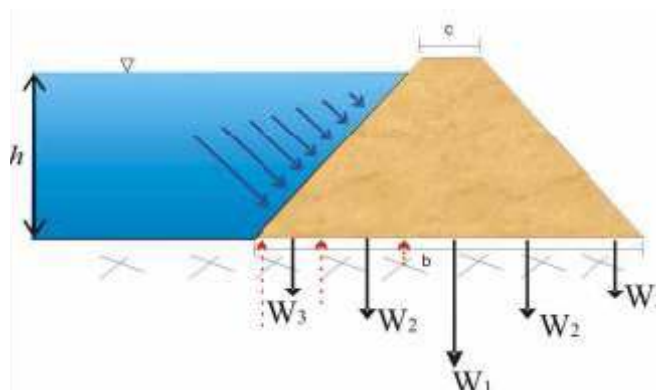


Fig. 2.44 – Transmissão de tensões em barragens de aterro [6]

2.4.3.1. Terra, homogéneas e zonadas

As barragens de terra classificam-se como homogéneas, quando a construção se faz recorrendo a material com características sensivelmente constantes, ditado pela não existência de zonas de empréstimo distintas. Para controlar a percolação através do corpo da barragem podem utilizar-se diferentes tipos de drenos (de chaminé, de pé de jusante, horizontal etc.) [6].

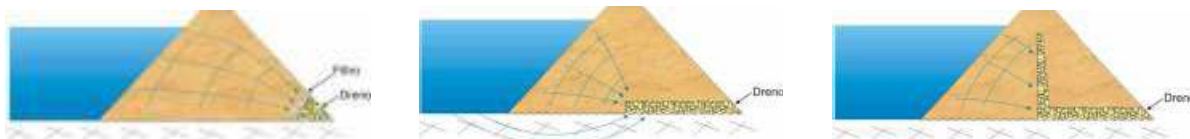


Fig. 2.45 – Barragens de aterro de terra homogéneas [6]

As barragens de perfil não homogéneo são constituídas por um núcleo realizado por um material impermeável e dois maciços estabilizadores exteriores de material mais permeável. O grande problema deste tipo de estruturas assenta na percolação ao longo do corpo da barragem e ao longo do terreno da fundação. Geralmente estas questões são combatidas pela introdução de impermeabilizações no paramento de montante, pela utilização de núcleos impermeáveis e pela inserção de filtros e/ ou drenos a jusante [6].

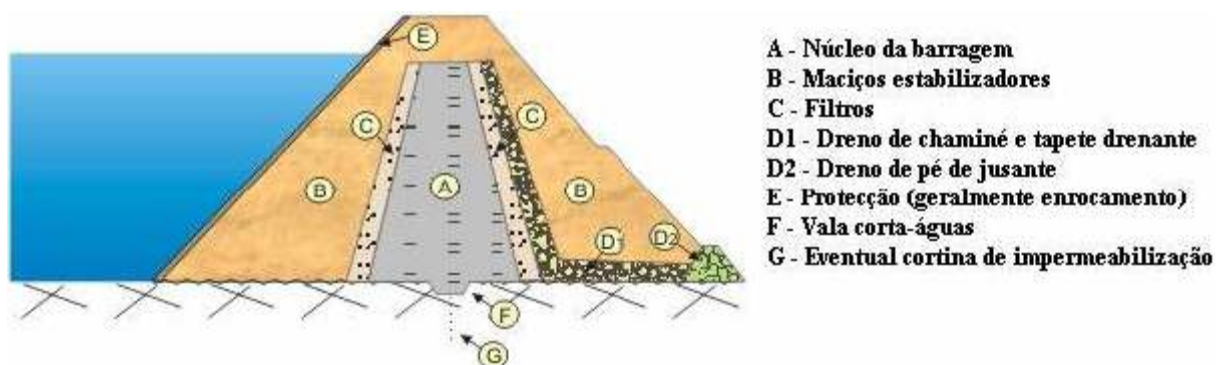


Fig. 2.46 – Barragens de aterro de terra com perfil zonado [6]

2.4.3.2. Enrocamento

As barragens de enrocamento são constituídas por maciços de materiais granulares (particulados de dimensões variáveis e com permeabilidade global significativa) que asseguram a estabilidade, e por uma zona impermeável. Esta última pode ser constituída por uma cortina sobre o paramento de montante (de betão armado, betão asfáltico, chapa de aço, argila ou outro material impermeável) ou por um núcleo impermeável, mais frequentemente constituído por solo [6].

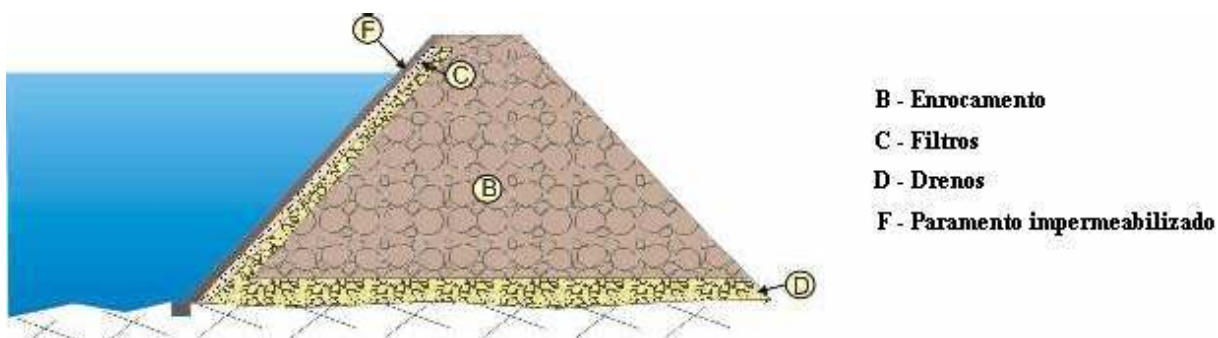


Fig. 2.47 – Barragens de aterro de enrocamento – paramento impermeável [6]

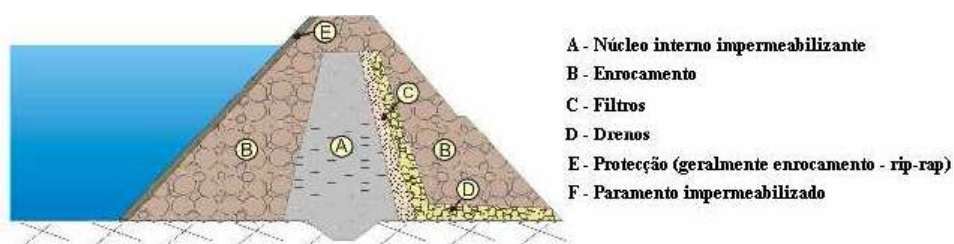


Fig. 2.48 – Barragens de aterro de enrocamento – núcleo impermeável [6]

Este tipo de barragens é indicado quando o solo de fundação apresenta fracas características e ainda nos casos em que o solo de fundação apresenta boas características mas o transporte de betão for complexo (alta montanha com boas pedreiras), ou nos casos em que a implantação da barragem se faz a grandes altitudes, geralmente com baixas temperaturas no Inverno que condicionam as betonagens. Nas figuras 2.49, 2.50 e 2.51 está representada a barragem de Paradela, que é um exemplo, em Portugal, deste tipo de estrutura [4].

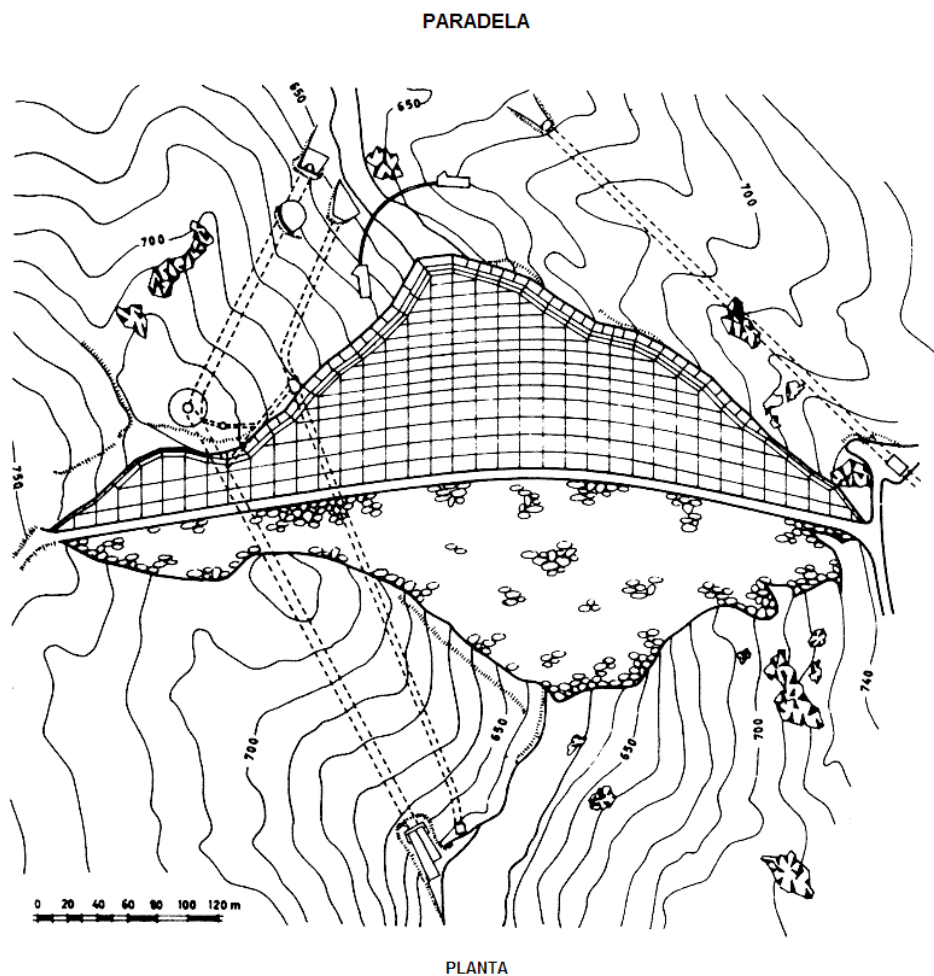


Fig. 2.49 – Barragem de Paradela – Planta [4]

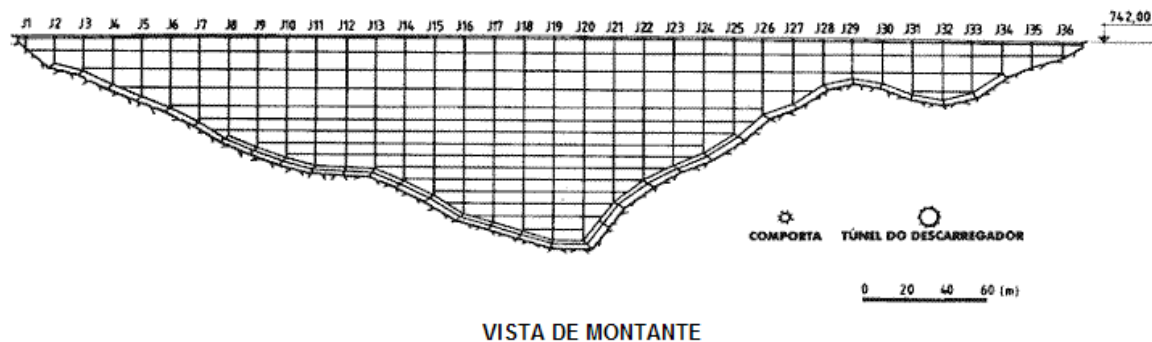


Fig. 2.50 – Barragem de Paradela – Alçado de montante [4]

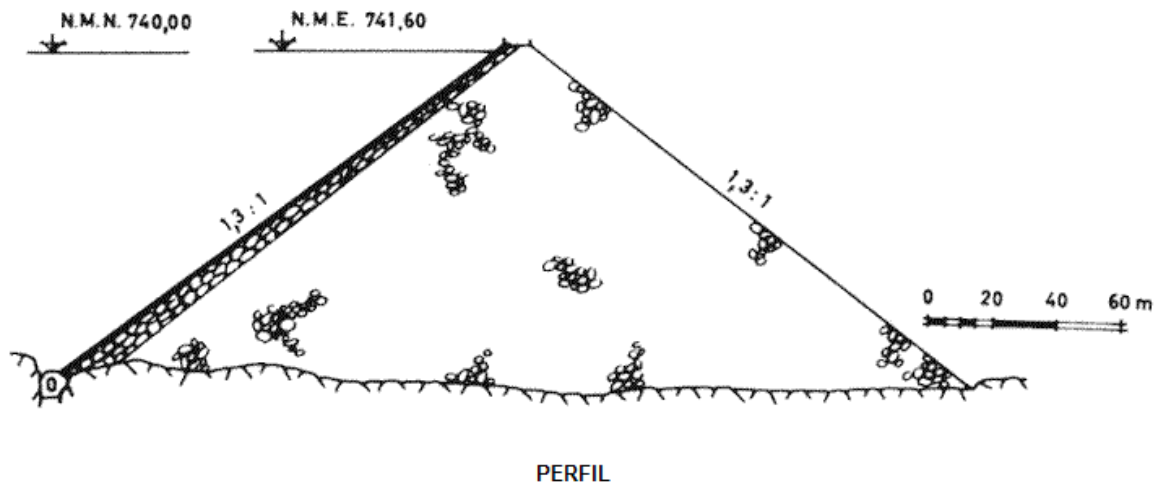


Fig. 2.51 – Barragem de Paradela – Perfil [4]

2.5. COMPORTAS

As comportas são os equipamentos que permitem controlar a quantidade de água que passa pelos descarregadores das barragens. Existem comportas planas, de vagão, de segmento, de charneira, insufláveis e enscadeiras [12].

2.5.1. COMPORTAS PLANAS

As comportas planas são constituídas por um tabuleiro com face plana em estrutura metálica que engloba peças fixas e equipamento de manobra. Aplicam-se geralmente em descargas de superfície ou em orifícios sob pressão, sendo a transmissão de impulsos e o guiamento realizados lateralmente, em ranhuras no betão ou em perfis metálicos, e o apoio da comporta na soleira. A abertura da comporta faz-se por subida do tabuleiro, accionado por intermédio de uma ou duas hastes metálicas com actuação por guincho ou servomotor, movimentando-se por deslizamento ou rolamento sobre as peças

de apoio. Os dispositivos de estanqueidade estão dispostos nos bordos laterais e na soleira, ou em toda a periferia, consoante a comporta é instalada em descargas de superfície ou em orifícios sob pressão. Geralmente o apoio da estanqueidade faz-se do lado de jusante da comporta. Dentro das comportas planas podemos distinguir:

- Comportas de Vagão
- Comportas de Lagartas

O movimento das comportas de vagão e de lagartas faz-se por rolamento, estando as de vagão dotadas de rodas e as de lagartas de rolos. A regulação do caudal em ambas está limitada a cargas baixas de cerca de 10 a 15 m.

2.5.2. COMPORTAS DE SEGMENTO

As comportas de segmento estão dotadas de um tabuleiro com face cilíndrica ligado a uma estrutura metálica com dois braços apoiados em articulações, peças fixas e equipamento de manobra. Aplicam-se geralmente em descargas de superfície ou em orifícios sob pressão e a transmissão do impulso faz-se por intermédio dos braços às articulações encastradas em paredes ou pilares laterais. Estas comportas são guiadas lateralmente e estão apoiadas na soleira, estando dotadas de dispositivos de estanqueidade nos bordos laterais e na soleira ou em toda a periferia, consoante a comporta é instalada em descargas de superfície ou em orifícios sob pressão. A abertura da comporta faz-se por subida do tabuleiro, por intermédio de cabos ou correntes movidos por guinchos ou servomotores ou ainda por sistemas de contrapesos e flutuadores. Este tipo de comportas é adequado à regulação de caudais com cargas muito elevadas.



Fig. 2.52 – Comporta de Segmento

2.5.3. COMPORTAS DE CHARNEIRA

As comportas de charneira estão dotadas de um tabuleiro, em geral com forma lenticular articulado ao nível da soleira, sendo constituídas pelo tabuleiro, a articulação, as peças fixas e o accionamento. Aplicam-se geralmente em descargas de superfície podendo constituir a parte superior de comportas de segmento pela facilidade da regulação de caudais e para permitir a passagem de material flutuante. A transmissão do impulso faz-se para as articulações encastradas em paredes ou pilares laterais e o guiamento é lateral. Os dispositivos de estanqueidade estão dispostos nos bordos laterais, na soleira e

ao nível da articulação. A abertura da comporta faz-se por subida do tabuleiro, por intermédio de cabos, correntes ou hastes, ou binário aplicado no extremo do eixo da articulação. Este tipo de comportas é adequado à regulação de caudais.

2.5.4. COMPORTAS INSUFLÁVEIS

As comportas insufláveis possuem um corpo em tela de borracha ancorado à soleira de betão que, uma vez insuflado, adquire uma forma aproximadamente cilíndrica. São constituídas por uma tela em borracha, elementos de fixação à soleira de betão e aos muros laterais, equipamento de insuflação de ar ou bombagem de água, compressor ou bomba e válvulas, equipamento de desinsuflação automática, drenagem do ar ou da água de insuflação da comporta, e detectores do nível de água a montante. O impulso hidrostático é transmitido em todo o desenvolvimento da amarração da comporta, sendo a estanqueidade assegurada pelo encosto da tela, uma vez que não existem dispositivos de estanqueidade. As comportas são accionadas por insuflação ou desinsuflação, não são adequadas para regulação de caudais e geralmente são aplicadas em barragens móveis de pequena altura ou como comportas de descarga de superfície. É importante salientar que estas comportas são frágeis e facilmente danificáveis por objectos cortantes ou projecteis, apesar de ser possível remendar furos e cortes.

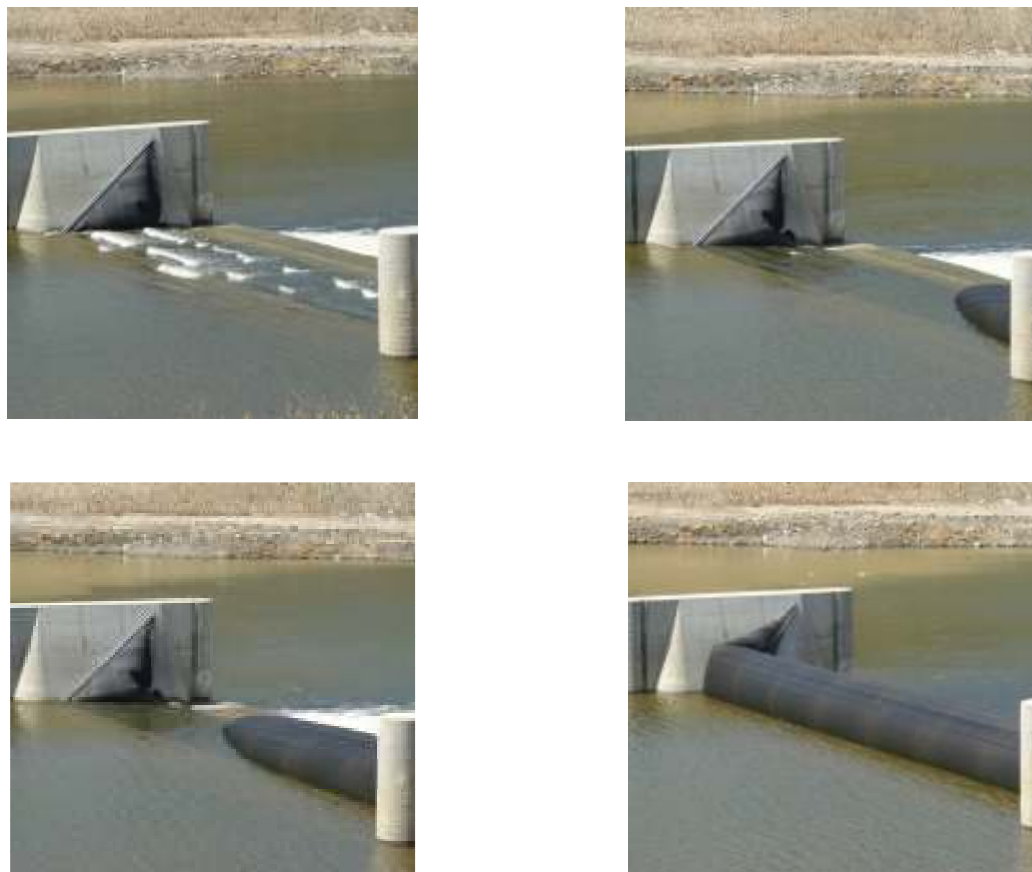


Fig. 2.53 – Açude Insuflável do Tejo

2.5.5. COMPORTAS ENSECADEIRAS

As comportas ensecadeiras são elementos que se colocam para obturar um vão geralmente rectangular. Em instalações mais rudimentares com pequenos vãos, podem ser constituídas por vigotas de madeira. No entanto, para vãos maiores, usam-se elementos de construção metálica, com uma face estanque solidarizada a uma estrutura resistente. Aplicam-se geralmente em descargas de superfície ou em orifícios sob pressão e a transmissão do impulso faz-se em paredes laterais por intermédio de ranhuras. As comportas estão apoiadas nas ranhuras laterais e na soleira, estando dotadas de dispositivos de estanqueidade nos bordos laterais, na soleira e no elemento adjacente. A manobra deste tipo de comportas faz-se com pressões iguais a montante e a jusante, por meio de diferencial ou guincho, e balancim.



Fig. 2.54 – Comporta Ensecadeira

2.6. APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS EDP

Apresentam-se em seguida quadros resumo com as principais características dos aproveitamentos hidroeléctricos referidos anteriormente [13].

Quadro 2.4 – Aproveitamento hidroeléctrico do Alto Lindoso

Aproveitamento Hidroeléctrico do Alto Lindoso	
Localização	Castelo - Lindoso - Ponte da Barca
Distrito	Viana do Castelo
Características Gerais	
Entrada em serviço	1992
Curso de água	Lima
Tipo de aproveitamento	Albufeira
Potencia total instalada (MW)	630
Nº de grupos	2
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	1525
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	347,8/224,6
Barragem	
Tipo de barragem	Abóbada com dupla curvatura
Altura Máxima (m)	110
Desenvolvimento do Coroamento (m)	297
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	3160
Turbina	

Tipo de turbina	Francis (Vertical)
Queda bruta máxima (m)	288
Queda bruta mínima (m)	227
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	125
Potência nominal (kW)	317000
Velocidade nominal (r.p.m.)	214,3
Produtibilidade média anual (GWh)	933,8

Quadro 2.5 – Aproveitamento hidroelétrico do Fratel

Aproveitamento Hidroelétrico do Fratel	
Localização	Amieira do Tejo - Nisa
Distrito	Portalegre
Características Gerais	
Entrada em serviço	1974
Curso de água	Tejo
Tipo de aproveitamento	Fio de Água
Potencia total instalada (MW)	132
Nº de grupos	3
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	59562
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	21
Barragem	
Tipo de barragem	Gravidade
Altura Máxima (m)	48
Desenvolvimento do Coroamento (m)	240
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	16500
Turbina	
Tipo de turbina	Kaplan
Queda bruta máxima (m)	28,8
Queda bruta mínima (m)	17,8
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	250
Potência nominal (kW)	45600
Velocidade nominal (r.p.m.)	150
Produtibilidade média anual (GWh)	357,9

Quadro 2.6 – Aproveitamento hidroelétrico do Touvedo

Aproveitamento Hidroelétrico do Touvedo	
Localização	Salvador – Ponte da Barca
Distrito	Viana do Castelo
Características Gerais	
Entrada em serviço	1993
Curso de água	Lima
Tipo de aproveitamento	Albufeira
Potencia total instalada (MW)	22
Nº de grupos	1
Albufeira	

Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	1700
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	4,5/0,2
Barragem	
Tipo de barragem	Gravidade Aligeirada
Altura Máxima (m)	42,5
Desenvolvimento do Coroamento (m)	133,5
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	3200
Turbina	
Tipo de turbina	Kaplan (vertical)
Queda bruta máxima (m)	25
Queda bruta mínima (m)	20
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	100
Potência nominal (kW)	22200
Velocidade nominal (r.p.m.)	187,5
Produtibilidade média anual (GWh)	66,8

Quadro 2.7 – Aproveitamento hidroelétrico do Pracana

Aproveitamento Hidroelétrico do Pracana	
Localização	Envendos – Mação
Distrito	Santarém
Características Gerais	
Entrada em serviço	1993
Curso de água	Ocreza
Tipo de aproveitamento	Albufeira
Potencia total instalada (MW)	41
Nº de grupos	2
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	1410
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	95,6/9,8
Barragem	
Tipo de barragem	Contrafortes
Altura Máxima (m)	60
Desenvolvimento do Coroamento (m)	245,5
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	2560
Turbina	
Tipo de turbina	Francis (vertical)
Queda bruta máxima (m)	57
Queda bruta mínima (m)	28
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	52 (G3)
Potência nominal (kW)	25000 (G3)
Velocidade nominal (r.p.m.)	227,7 (G3)
Produtibilidade média anual (GWh)	63,8

Quadro 2.8 – Aproveitamento hidroelétrico do Salamonde

Aproveitamento Hidroeléctrico do Salamonde	
Localização	Salamonde – Vieira do Minho
Distrito	Braga
Características Gerais	
Entrada em serviço	1953
Curso de água	Cavado
Tipo de aproveitamento	Albufeira
Potencia total instalada (MW)	42
Nº de grupos	2
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	642
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	55/26,9
Barragem	
Tipo de barragem	Abobada Delgada
Altura Máxima (m)	75
Desenvolvimento do Coroamento (m)	284
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	1700
Turbina	
Tipo de turbina	Francis (vertical)
Queda bruta máxima (m)	125
Queda bruta mínima (m)	78
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	22
Potência nominal (kW)	21800
Velocidade nominal (r.p.m.)	428
Produtibilidade média anual (GWh)	231,2

Quadro 2.9 – Aproveitamento hidroeléctrico da Aguieira

Aproveitamento Hidroeléctrico da Aguieira	
Localização	Travanca do Mondego – Penacova
Distrito	Coimbra
Características Gerais	
Entrada em serviço	1981
Curso de água	Mondego
Tipo de aproveitamento	Albufeira
Potencia total instalada (MW)	336
Nº de grupos	3
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	3113
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	216/39,2
Barragem	
Tipo de barragem	Abobadas Múltiplas
Altura Máxima (m)	89
Desenvolvimento do Coroamento (m)	400
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	2080
Turbina	
Tipo de turbina	Francis (vertical) reversível
Queda bruta máxima (m)	71,6
Queda bruta mínima (m)	53,4

Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	180
Potência nominal (kW)	112400
Velocidade nominal (r.p.m.)	125
Produtibilidade média anual (GWh)	209,9

Quadro 2.10 – Aproveitamento hidroelétrico de Crestuma

Aproveitamento Hidroelétrico de Crestuma	
Localização	Crestuma – Vila Nova de Gaia
Distrito	Porto
Características Gerais	
Entrada em serviço	1985
Curso de água	Douro
Tipo de aproveitamento	Fio de Água
Potencia total instalada (MW)	117
Nº de grupos	3
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	96520
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	22,5
Barragem	
Tipo de barragem	Fundo Móvel
Altura Máxima (m)	25,5
Desenvolvimento do Coroamento (m)	470
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	26000
Turbina	
Tipo de turbina	Kaplan (bolbo horizontal)
Queda bruta máxima (m)	12,6
Queda bruta mínima (m)	6,8
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	450
Potência nominal (kW)	39000
Velocidade nominal (r.p.m.)	83,3
Produtibilidade média anual (GWh)	360

Quadro 2.11 – Aproveitamento hidroelétrico de Paradela

Aproveitamento Hidroelétrico de Paradela	
Localização	Vila Nova – Ferral – Montalegre
Distrito	Vila Real
Características Gerais	
Entrada em serviço	1956
Curso de água	Cávado
Tipo de aproveitamento	Albufeira
Potencia total instalada (MW)	54
Nº de grupos	1
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	168
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	158,2/222,5
Barragem	

Tipo de barragem	Enrocamento
Altura Máxima (m)	110
Desenvolvimento do Coroamento (m)	540
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	748
Turbina	
Tipo de turbina	Francis (vertical)
Queda bruta máxima (m)	463,5
Queda bruta mínima (m)	387,5
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	16,4
Potência nominal (kW)	55970
Velocidade nominal (r.p.m.)	600
Produtibilidade média anual (GWh)	256,7

Quadro 2.12 – Aproveitamento hidroelétrico de Venda Nova

Aproveitamento Hidroelétrico de Paradela	
Localização	Vila Nova – Ferral – Montalegre
Distrito	Vila Real
Características Gerais	
Entrada em serviço	1951
Curso de água	Rabagão
Tipo de aproveitamento	Albufeira
Potencia total instalada (MW)	90
Nº de grupos	3
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	356
Capacidade útil (hm ³ /GWh)	92,1/125,2
Barragem	
Tipo de barragem	Arco Gravidade
Altura Máxima (m)	97
Desenvolvimento do Coroamento (m)	230
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	1100
Turbina	
Tipo de turbina	Pelton (horizontal)
Queda bruta máxima (m)	414,2
Queda bruta mínima (m)	354,8
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	10,5
Potência nominal (kW)	29094
Velocidade nominal (r.p.m.)	428,6
Produtibilidade média anual (GWh)	383,9

Quadro 2.13 – Aproveitamento hidroelétrico de Bemposta

Aproveitamento Hidroelétrico de Bemposta	
Localização	Bemposta – Mogadouro
Distrito	Bragança
Características Gerais	
Entrada em serviço	1964

Curso de água	Douro
Tipo de aproveitamento	Fio de Água
Potencia total instalada (MW)	240
Nº de grupos	3
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	63850
Capacidade útil (hm ³)	20
Barragem	
Tipo de barragem	Arco Gravidade Aligeirada
Altura Máxima (m)	87
Desenvolvimento do Coroamento (m)	297
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	11500
Turbina	
Tipo de turbina	Francis (vertical)
Queda bruta máxima (m)	71
Queda bruta mínima (m)	59
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	152
Potência nominal (kW)	79500
Velocidade nominal (r.p.m.)	150
Produtibilidade média anual (GWh)	924,1

Quadro 2.14 – Aproveitamento hidroelétrico de Miranda

Aproveitamento Hidroelétrico de Miranda	
Localização	Miranda do Douro
Distrito	Bragança
Características Gerais	
Entrada em serviço	1960/1995
Curso de água	Douro
Tipo de aproveitamento	Fio de Água
Potencia total instalada (MW)	396 (3x60+189)
Nº de grupos	4
Albufeira	
Área da Bacia Hidrográfica (km ²)	63500
Capacidade útil (hm ³)	6,4
Barragem	
Tipo de barragem	Contrafortes
Altura Máxima (m)	80
Desenvolvimento do Coroamento (m)	263
Capacidade máxima de descarga (m ³ /s)	11000
Turbina	
Tipo de turbina	Francis (vertical)
Queda bruta máxima (m)	66/60
Queda bruta mínima (m)	51/40
Caudal máximo turbinável (m ³ /s)	128/386
Potência nominal (kW)	58840/193000
Velocidade nominal (r.p.m.)	150/100
Produtibilidade média anual (GWh)	897,8

3

APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DO BAIXO SABOR

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se, de uma forma resumida, a descrição do aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor, fazendo-se referência aos dois escalões que o constituem.

O aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor está situado no concelho de Torre de Moncorvo, distrito de Bragança, no troço inferior do rio Sabor, afluente da margem direita do rio Douro. É constituído por dois escalões, estando o de montante situado a cerca de 12.6 km da confluência do Sabor com o Douro e a cerca de 7 km a montante da ponte que liga a estrada municipal 623, na margem direita, à estrada municipal 325, na margem esquerda. Estas estradas ligam a Horta da Vilariça à vila de Torre de Moncorvo [14].

O escalão de jusante destina-se a constituir o contra-embalse da barragem de montante e está situado num troço do rio Sabor com direcção E/NE – W/SW, a uma distância de cerca de 3,3 km para montante da confluência com o rio Douro, e a aproximadamente 500 m para montante da confluência com a ribeira da Vilariça [15].

3.2. ESCALÃO DE MONTANTE

3.2.1. DESCRIÇÃO GERAL

A solução adoptada para a barragem do escalão de montante consiste numa abóbada de dupla curvatura com uma altura máxima teórica de 123 m acima do ponto mais baixo da fundação. O coroamento da barragem, situado à cota 236.00, tem um desenvolvimento de 505 m e uma espessura de 6 m. Na zona central da barragem situa-se um descarregador de cheias de superfície com 4 vãos equipados com 16 m de largura. Na Fig. 3.1 está representado o perfil desenvolvido pela superfície de referencia no qual se definem os blocos da barragem e se apresenta a definição analítica.

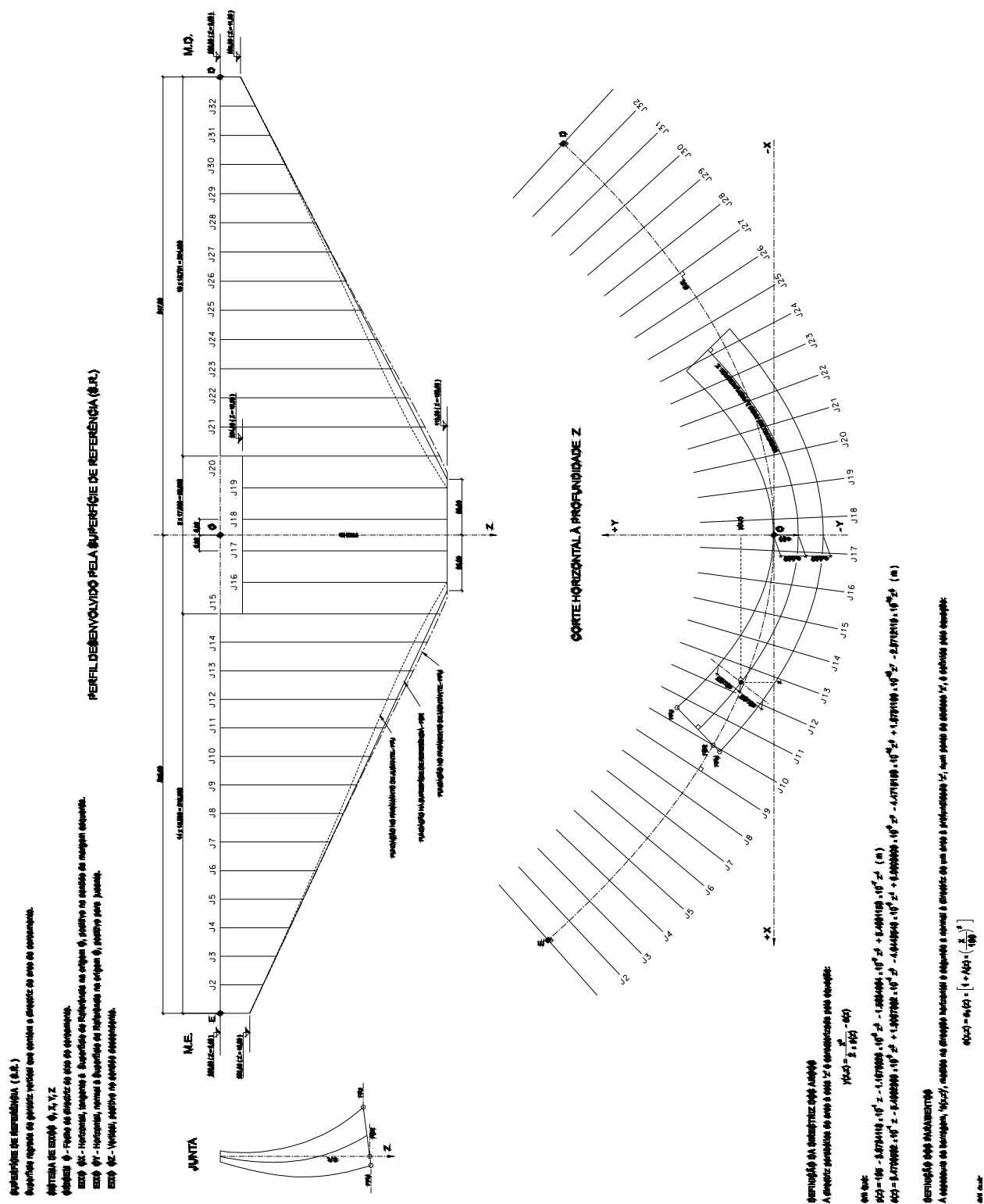


Fig. 3.1 – Definição analítica

A albufeira criada pela barragem terá uma capacidade de cerca de 1095 hm^3 para o nível de pleno armazenamento (NPA) à cota 234,00 m correspondendo a uma área inundada de cerca de 2819 ha, e de cerca de 1275 hm^3 para o nível de máxima cheia (NMC) à cota 235,00 m, sendo a correspondente área inundada igual a cerca de 3100 ha.

A definição das cotas de fundação da barragem foi estabelecida de forma a garantir, por um lado, um bom encastramento da barragem na fundação e, por outro, que o contacto da superestrutura com a fundação se fizesse a profundidades abaixo da zona de descompressão e alteração superficiais. A definição das profundidades de escavação foi também condicionada pela presença da bacia de dissipação do descarregador de superfície inserida no fundo do vale. A forma dessa bacia e a sua proximidade da barragem obrigou a que se procedesse a uma escavação da zona do leito do rio, quer em profundidade quer em desenvolvimento, superior à que seria estritamente necessária, por razões meramente morfológicas e geológicas, a fim de garantir um adequado encastramento e transmissão de esforços da estrutura à fundação a cotas baixas.

Verifica-se que, à excepção das juntas 17 e 18, a profundidade de escavação a montante é superior a 21 m com um valor máximo de 35 m. A jusante, e com excepção das juntas 17 e 18, a profundidade máxima de escavação é sempre superior a 17 m, com um máximo de 25 m. Nas juntas 17 e 18 as escavações a montante e a jusante são de cerca de 14 m. A profundidade mínima de escavação na margem esquerda, entre o perfil E e a junta 16, é de 24 m e na direita de 21 m, entre a junta 19 e o perfil D. A profundidade de escavação a jusante, com excepção da zona do leito do rio, é sempre superior a 17 m [14].

3.2.2. DEFINIÇÃO GERAL DE FORMAS

Para a definição de formas da abóbada, adoptou-se um referencial cartesiano Oxyz, em que:

- A origem O constitui o fecho da directriz do arco do coroamento cota 236,00
- Os eixos Ox e Oy, horizontais, são respectivamente tangente e normal à referida directriz na origem, sendo os semieixos x e y positivos dirigidos no sentido da margem esquerda e para jusante, respectivamente
- O eixo Oz é descendente, pelo que a coordenada associada representa a profundidade relativamente ao coroamento.

Uma vez que a assimetria do perfil pela S.R. não é muito acentuada, optou-se por uma definição de formas simétrica relativamente à consola de fecho (plano Oyz). As formas geométricas da abóbada são definidas analiticamente pela caracterização de:

- Consola de fecho caracterizada pela sua directriz de equação $y(z) = -az$ e pela espessura na horizontal e_0
- Directriz parabólica dos arcos horizontais definidos pela expressão $Y(x,z) = X^2 / (2pz) - az$, em az e pz , ambos funções de z que correspondem à directriz da consola de fecho e à lei dos parâmetros dos arcos parabólicos do 2º grau, respectivamente

– Espessura medida horizontalmente na normal à directriz dos arcos, que num ponto desta com abcissa x em metros, é $e(x,z) = e_0 [1+A(X/100)^2]$ em que e_0 representa a espessura no fecho e a função A , a lei de crescimento dos arcos do fecho para as nascenças.

Nestas expressões az , pz , e_0 e A são funções polinomiais da profundidade z definidas analiticamente por [14]:

Quadro 3.1 – Leis definidoras dos parâmetros az , pz , e_0 e A

az	$0.34709592 \times Z - 5.4992369 \times 10^{-3} \times Z^2 + 1.9067882 \times 10^{-4} \times Z^3 - 4.6443548 \times 10^{-6} \times Z^4 + 6.0803809 \times 10^{-8} \times Z^5 - 4.4715153 \times 10^{-10} \times Z^6 + 1.6751169 \times 10^{-12} \times Z^7 - 2.3712118 \times 10^{-15} \times Z^8$
pz	$195 - 3.8734118 \times 10^{-1} \times Z - 1.1670326 \times 10^{-2} \times Z^2 - 1.5834964 \times 10^{-5} \times Z^3 + 5.4031153 \times 10^{-7} \times Z^4$
e_0	$6 + 0.12881157 \times Z + 3.6987421 \times 10^{-3} \times Z^2 + 7.0197943 \times 10^{-5} \times Z^3 - 4.8511430 \times 10^{-6} \times Z^4 + 9.2653880 \times 10^{-8} \times Z^5 - 8.2535623 \times 10^{-10} \times Z^6 + 3.3502338 \times 10^{-12} \times Z^7 - 4.7424238 \times 10^{-15} \times Z^8$
A	$1.5944942 \times 10^{-4} \times Z^2 - 1.1192434 \times 10^{-5} \times Z^3 + 4.5928253 \times 10^{-7} \times Z^4 - 1.1262733 \times 10^{-8} \times Z^5 + 1.6335837 \times 10^{-10} \times Z^6 - 1.3409555 \times 10^{-12} \times Z^7 + 5.6751228 \times 10^{-15} \times Z^8 - 9.1077354 \times 10^{-18} \times Z^9$

Nestas expressões X representa a abcissa, em metros, do ponto da directriz do arco no qual se quer determinar a espessura.

A evolução dos parâmetros pz , az , e_0 e A com a profundidade z é representada na Fig. 3.2

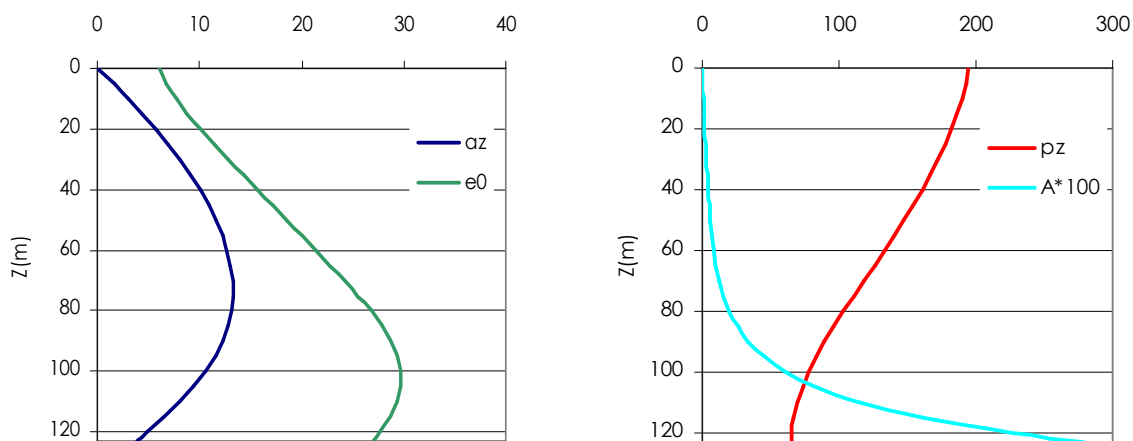


Fig. 3.2 – Evolução das leis definidoras da geometria

A obra foi dividida em blocos com diferentes características estando os centrais localizados ao longo do fundo do vale e por isso com maior altura, verificando-se que a sua forma é essencialmente condicionada pela sua função hidráulica, uma vez que assumem a função de descarregador de cheias de superfície. A cota da fundação foi fixada em 113,00 para os blocos 16-17, 17-18 e 18-19, sendo variável nos blocos 15-16 e 19-20. A crista do descarregador de cheias situa-se à cota 224,00, o caudal de dimensionamento do descarregador do escalão de montante corresponde à cheia de projecto com um período de retorno de 5000 anos e foi considerado igual a 5000 m³/s. A descarga de fundo encontra-se localizada no bloco 17-18 e a cota da soleira situa-se à cota 140,00. A bacia de dissipação recebe os caudais descarregados, estando situada a jusante da barragem, tem a soleira à cota 122,00 e foi concebida em forma de concha, limitada por muros laterais e um descarregador a jusante, que permitem a criação de um colchão de água no qual se dissipa a energia do jacto proveniente do descarregador.

Sobre a estrutura dos blocos do descarregador de cheias situam-se os pilares de apoio das comportas e do coroamento em viaduto sobre a barragem. A forma destes pilares foi determinada por razões hidráulicas, dimensão e funcionamento das comportas, nomeadamente a sua forma a montante e o seu prolongamento para jusante, de modo a permitir a realização do apoio das comportas e guiamento dos caudais descarregados.

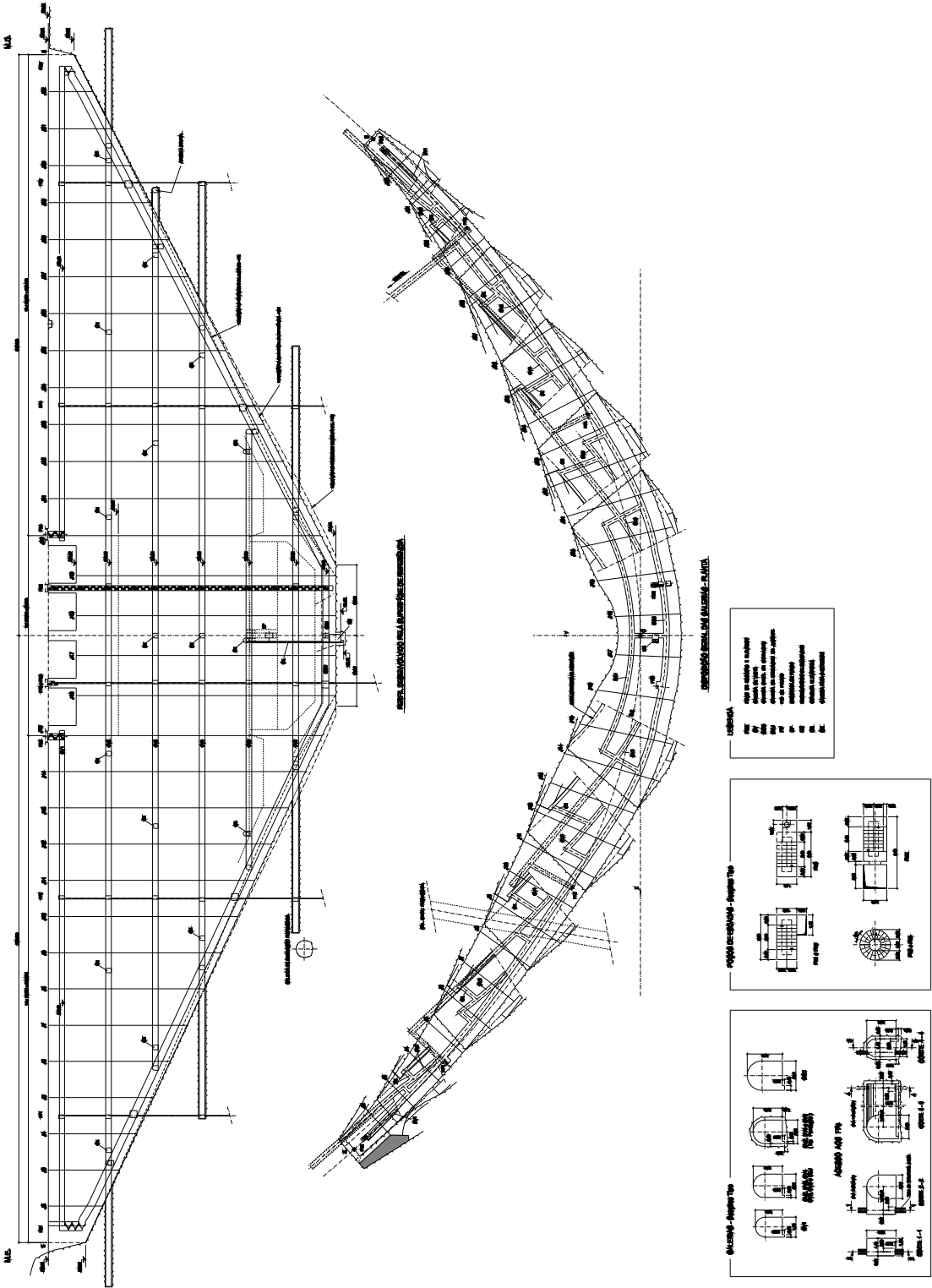
Os dispositivos de obturação e regulação do caudal que equipam as quatro portadas do descarregador são constituídos por comportas segmento, com 16 m de largura e 12,25 m de altura, manobradas por servomotores hidráulicos articulados de simples efeito. Na zona de jusante dos pilares localizam-se os munhões das comportas, com eixo situado à cota 227,65.

Sobre os pilares apoia-se o viaduto que vence os vãos do descarregador. Será realizado em elementos pré-fabricados e terá a forma e dimensões necessárias, quer para garantir a continuidade da via de acesso sobre o coroamento, quer para permitir a manobra dos equipamentos de manutenção e eventual reparação dos elementos electromecânicos.

A barragem está dotada de seis galerias de visita, uma galeria geral de drenagem e uma galeria de drenagem de jusante. As galerias de visita dois, três, quatro, cinco e seis atravessam a barragem em todo o seu desenvolvimento enquanto a galeria de visita um é interrompida nos blocos do descarregador de cheias. As cotas das soleiras das galerias de visita, um, dois, três, quatro, cinco e seis são, 229,00; 209,00; 189,00; 169,00; 149,00; 129,00, respectivamente. A galeria geral de drenagem atravessa todo o desenvolvimento da barragem e a cota da soleira dista cerca de 3,00 m da cota da fundação. A galeria de drenagem de jusante atravessa os blocos 14-15 a 20-21 e a cota da soleira situa-se a cerca de 3,00 m da cota da fundação.

O escalão de montante está dotado de cinco fios-de-prumo localizados nos blocos 5-6, 10-11, 16-17, 23-24 e 29-30 e ainda cinco poços de escadas PE1, PE2, PE3, PE4 e PE5, situados nos blocos E-2, 14-15, 16-17, 20-21 e 32-D, respectivamente. Os poços de escadas PE1 e PE5 estabelecem a ligação entre o coroamento e a galeria geral de drenagem, os poços PE2 e PE4 permitem o acesso da galeria de visita um ao coroamento e o poço PE3 situado no eixo do pilar permite o acesso ao fio de prumo FP3. Existe ainda um poço de escadas que atravessa a barragem desde o coroamento até ao ponto mais baixo da galeria geral de drenagem, PEE, que permite o acesso a todas as galerias de visita, ao coroamento e à galeria geral de drenagem.

Nas figuras 3.3, 3.4 e 3.5 está representada a configuração geométrica da barragem descrita anteriormente.



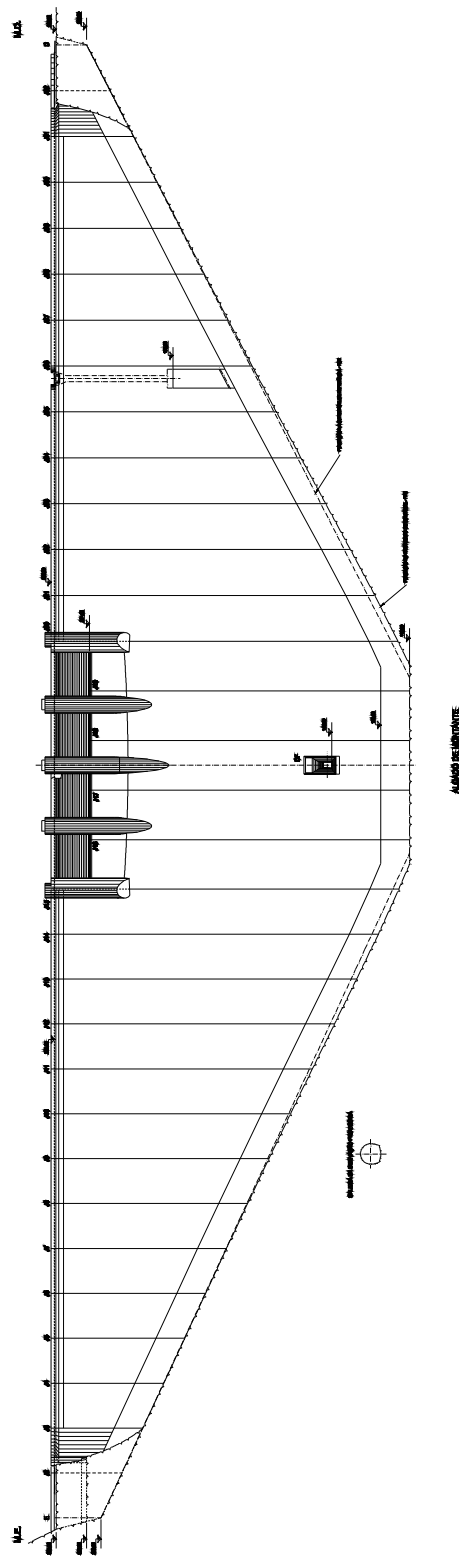


Fig. 3.4 – Alçado de montante

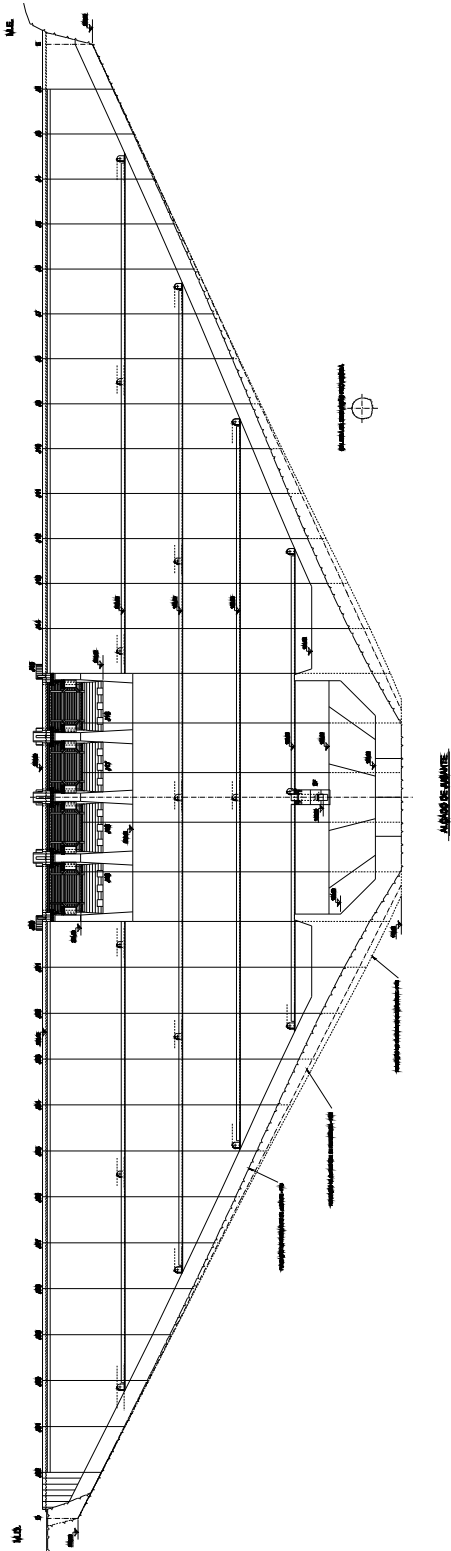


Fig. 3.5 – Alçado de jusante

3.2.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

No quadro 3.2 resumem-se as principais características geométricas da barragem [14].

Quadro 3.2 – Principais características geométricas

Altura teórica máxima acima das fundações	123 m
Desenvolvimento total no coroamento	505 m
Alturas mínimas	
Margem esquerda	16 m
Margem direita	11 m
Semi cordas	
Margem esquerda	218,455 m
Margem direita	211,059 m
Relação corda-altura	3,492
Relação desenvolvimento-altura	4,106
Espaçamento das juntas de contracção (segundo a S.R.)	
Juntas E a 15	15,393 m
Juntas 15 a 20	17 m
Juntas 20 a D	15,731 m
Raios de curvatura no coroamento	
Fecho	195 m
Nascença esquerda	660,335 m
Nascença direita	623,982 m
Espessuras	
Coroamento	6 m
Base consola de fecho	27 m
Máxima na consola de fecho	29,772 m
Máximas nas nascenças	
Esquerda	39,321 m
Direita	38,612 m
Volume teórico	670000 m ³

3.2.4. IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM

A implantação da barragem fica definida por quatro pontos, nomeadamente [14]:

- Ponto O – origem do sistema de eixos
- Ponto A – situado sobre o eixo dos XX (transversal ao eixo do rio) a 200 m do ponto O na margem esquerda;
- Ponto B – situado sobre o eixo dos XX a 200 m do ponto O na margem direita

- Ponto C – situado sobre o eixo dos YY (com direcção próxima da do eixo do rio) a 200 m a jusante do ponto O.

As suas coordenadas (M,P) em metros relativamente ao Ponto Central constam do Quadro 3.3 [14] [16].

Quadro 3.3 – Coordenadas dos pontos de implantação (m)

Ponto	M	P
O	93963,1193	173876,1605
A	94130,5634	173766,7875
B	93795,6751	173985,5335
C	93853,7463	173708,7163

A implantação desses pontos, bem como dos pontos extremos do arco do coroamento E e D, é apresentada esquematicamente na Fig. 3.6. Nesta Fig. também se representa:

- o eixo do arco do coroamento da barragem que define a directriz da superfície de referência (superfície regradada de geratrizes verticais);
- os traços das juntas de contracção que delimitam os blocos de construção de barragem, e que são planos verticais normais à directriz do arco do coroamento.

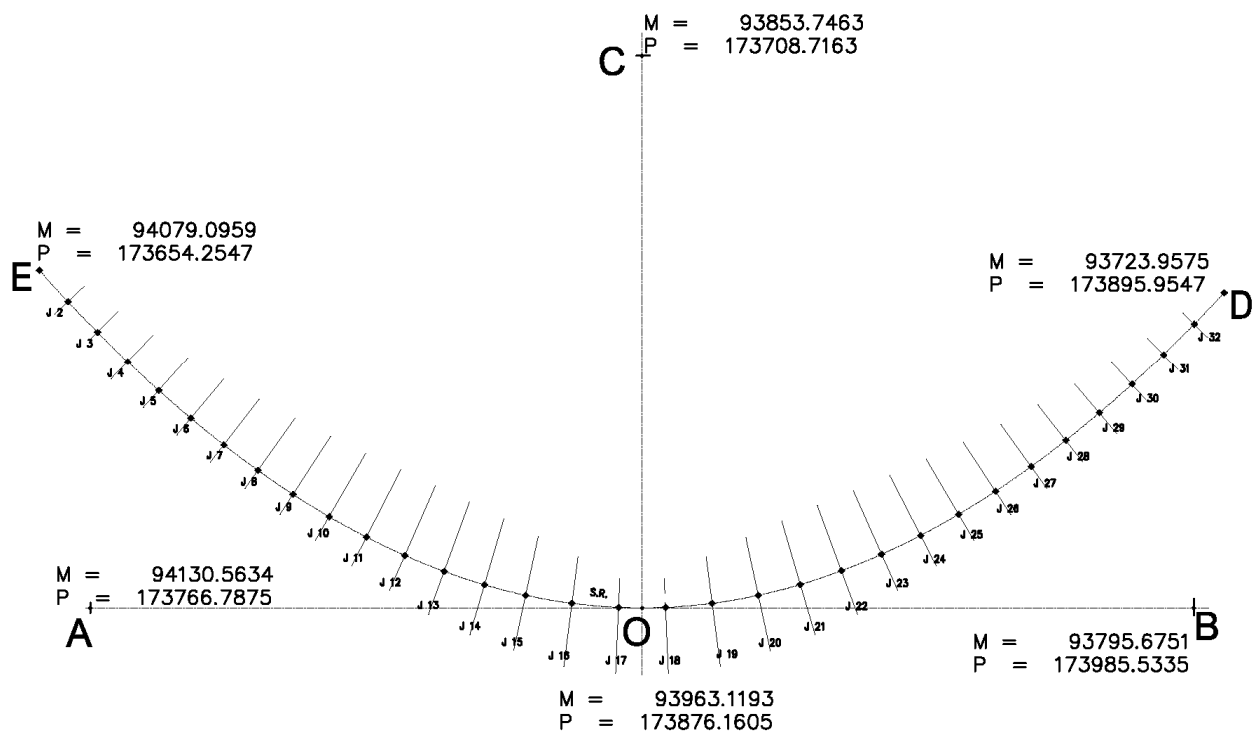


Fig. 3.6 – Implantação

3.3. ESCALÃO DE JUSANTE

3.3.1. DESCRIÇÃO GERAL

A solução adoptada para a barragem do escalão de jusante é do tipo gravidade de betão, com um volume aproximado de 169000 m³, sendo 103000 m³ em betão compactado a cilindro e 66000 m³ em betão convencional. Tem uma altura máxima de 45 m acima das fundações, apresenta um desenvolvimento rectilíneo em planta com coroamento a situar-se à cota 140,00 e, na sua maior parte, será realizada pela técnica do betão compactado a cilindro. Para executar a barragem será necessário proceder-se a um volume de escavações de cerca de 122000 m³. A albufeira deste escalão tem o nível de pleno armazenamento, NPA, à cota 138,00 e o nível mínimo de exploração, NmE, à cota 130,00. Na zona central da barragem situa-se um descarregador de cheias de superfície com 4 vãos equipados com 16 m de largura [15].

3.3.2. DEFINIÇÃO GERAL DE FORMAS

Nesta obra surgem aspectos funcionais e estruturais com relevância aos ligados às diferentes partes da barragem pelo que se podem considerar dois tipos de blocos com características próprias, sendo na zona do descarregador, blocos galgáveis e nas margens esquerda e direita, blocos não galgáveis. Referem-se seguidamente os principais aspectos condicionantes da forma destes dois tipos de blocos.

3.3.2.1. Blocos Galgáveis

Estes blocos situam-se ao longo do fundo do vale e por isso são os blocos de maior altura, verificando-se que a sua forma é essencialmente condicionada pela sua função hidráulica. A cota da fundação foi fixada em 95,00 para todos os blocos, a crista do descarregador de cheias situa-se à cota 127,00 e a soleira da bacia de dissipação situa-se à cota 100,50. O caudal de dimensionamento do descarregador do escalão de jusante corresponde ao máximo descarregado no escalão de montante, cujo valor é 5000 m³/s.

O paramento de montante nesta zona da obra é vertical, com desenvolvimento linear e coincidente com a superfície de referência. O paramento de jusante foi dotado com a forma hidráulica de modo a exercer funções como descarregador de cheias e tem uma inclinação de 0,8H/1,0V.

Os blocos do descarregador de cheias serão atravessados por uma galeria de drenagem com as dimensões de 2,50 x 3,00 m² e com a soleira à cota 98,00, cujo tecto será executado com lajes pré-fabricadas.

Sobre a estrutura dos blocos do descarregador de cheias situam-se os pilares de apoio das comportas e do coroamento em viaduto sobre a barragem. A forma destes pilares foi determinada por razões hidráulicas, dimensão e funcionamento das comportas, nomeadamente a sua forma a montante e o seu prolongamento para jusante, de modo a permitir a realização do apoio das comportas e guiamento dos caudais descarregados.

Os dispositivos de obturação e regulação do caudal que equipam as quatro portadas do descarregador são constituídos por comportas segmento, com 16 m de largura e 12,25 m de altura, manobradas por servomotores hidráulicos articulados de simples efeito. Na zona de jusante dos pilares localizar-se-ão os munhões das comportas com eixo situado à cota 133,00.

Sobre os pilares apoia-se o viaduto que vence os vãos do descarregador. Será realizado em elementos pré-fabricados e terá a forma e dimensões necessárias quer para garantir a continuidade da via de acesso sobre o coroamento quer para permitir a manobra dos equipamentos de manutenção e eventual reparação dos elementos electromecânicos.

No pilar extremo do lado da margem direita situa-se a descarga de fundo que terá a soleira à cota 105,00, coincidente com a cota do NPA da albufeira da Valeira. No pilar extremo da margem esquerda foi materializado um acesso por poço em escada, desde a galeria de drenagem até ao coroamento da barragem.

A restituição ao leito do rio dos caudais descarregados é efectuada através de uma estrutura de dissipação de energia do tipo rolo (“roller bucket”), a qual é constituída por uma superfície cilíndrica de eixo horizontal com 10 m de raio, tangente ao paramento da barragem à cota 101,75, com fundo à cota 98,00 e lábio de saída à cota 102,00. A jusante do lábio foi prevista uma protecção rígida de betão à cota 100,50, num comprimento de apenas 2,83 m.

A estrutura dos blocos do descarregador de cheias será executada maioritariamente em betão compactado com cilindro (BCC), excepto nas seguintes zonas, executadas em betão convencional (BC):

- Zona do pé de montante da barragem, desde o paramento até ao piso e hasteal de montante da galeria de drenagem.
- Crista e paramento de jusante dos blocos do descarregador
- Pilares de apoio das comportas e do viaduto.

A barragem de jusante foi projectada de modo a que os seus blocos possam funcionar de forma independente, e tratando-se de uma barragem de gravidade de pequena altura, e construída maioritariamente pela técnica de BCC pelo que não foi prevista a injeção das juntas de contracção. No entanto, todas as juntas serão dotadas de lâminas de estanqueidade em PVC próximas do paramento de montante, do paramento de jusante e fundação. Da mesma forma, para garantir a impermeabilização, previu-se a instalação de uma membrana sobre o paramento de jusante nas zonas executadas em BCC [15].

3.3.2.2. Blocos Não Galgáveis

Os blocos das margens esquerda e direita terão a forma clássica de perfil de gravidade, tendo-se procurado que em perfil transversal ao rio a fundação não apresentasse variações bruscas de declive e fosse no seu desenvolvimento de variação constante e suave.

O paramento de montante destes blocos será vertical, com desenvolvimento linear e distando 4,25 m para montante da superfície de referência. O paramento de jusante foi dotado com a forma estrutural corrente neste tipo de estrutura, com uma transição suave entre a parte alta do paramento vertical e o paramento de jusante inclinado 0,8H/1,0V.

Os blocos das margens são também atravessados por uma galeria de drenagem com as dimensões de 2,50x3,00 m², que se desenvolve entre os blocos 3-4 e 13-14, com soleira de declive constante e cujo tecto será também executado com lajes pré-fabricadas.

A estrutura dos blocos das margens será executada maioritariamente em betão compactado com cilindro (BCC), excepto nas seguintes zonas, executadas em betão convencional (BC):

- Pé de montante da barragem desde o paramento até ao piso e hasteal de montante da galeria de drenagem, com prolongamento para os encontros nos blocos onde não há galeria.
- Coroamento da barragem.

Tal como nos blocos do descarregador de cheias, e para garantir a impermeabilização da barragem, previu-se a instalação de lâminas de estanqueidade em PVC nas juntas estruturais e a instalação de uma membrana sobre o paramento de jusante nas zonas executadas em BCC [15] [16].

3.3.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Quadro 3.4 – Principais características geométricas [12]

Altura teórica máxima acima das fundações	45 m
Desenvolvimento total no coroamento	315 m
Desenvolvimentos	
Margem esquerda	118 m
Margem direita	118 m
Descarregador de cheias	79 m
Espaçamento das juntas de contracção	21 m
Número de blocos da barragem	15
Número de vãos descarregadores	4
Espessura máxima na base dos blocos	36 m
Inclinação dos paramentos	
Montante	Vertical
Jusante	1V:0.8H e Vertical
Esquerda	39,321 m
Direita	38,612 m
Volume teórico	
Betão convencional (BC)	65900 m ³
Betão compactado com cilindro (BCC)	103000 m ³

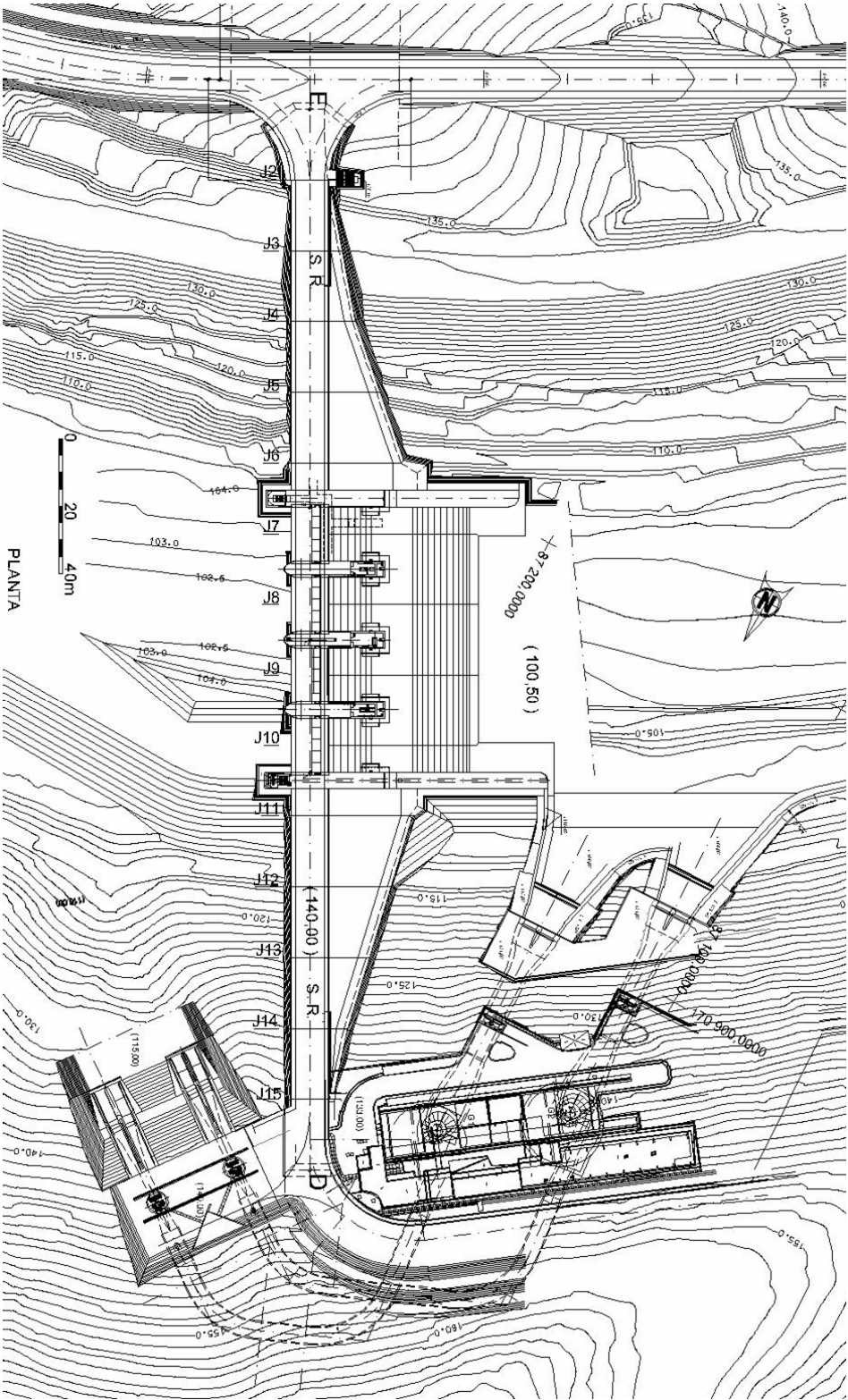


Fig. 3.7 – Planta geral da barragem

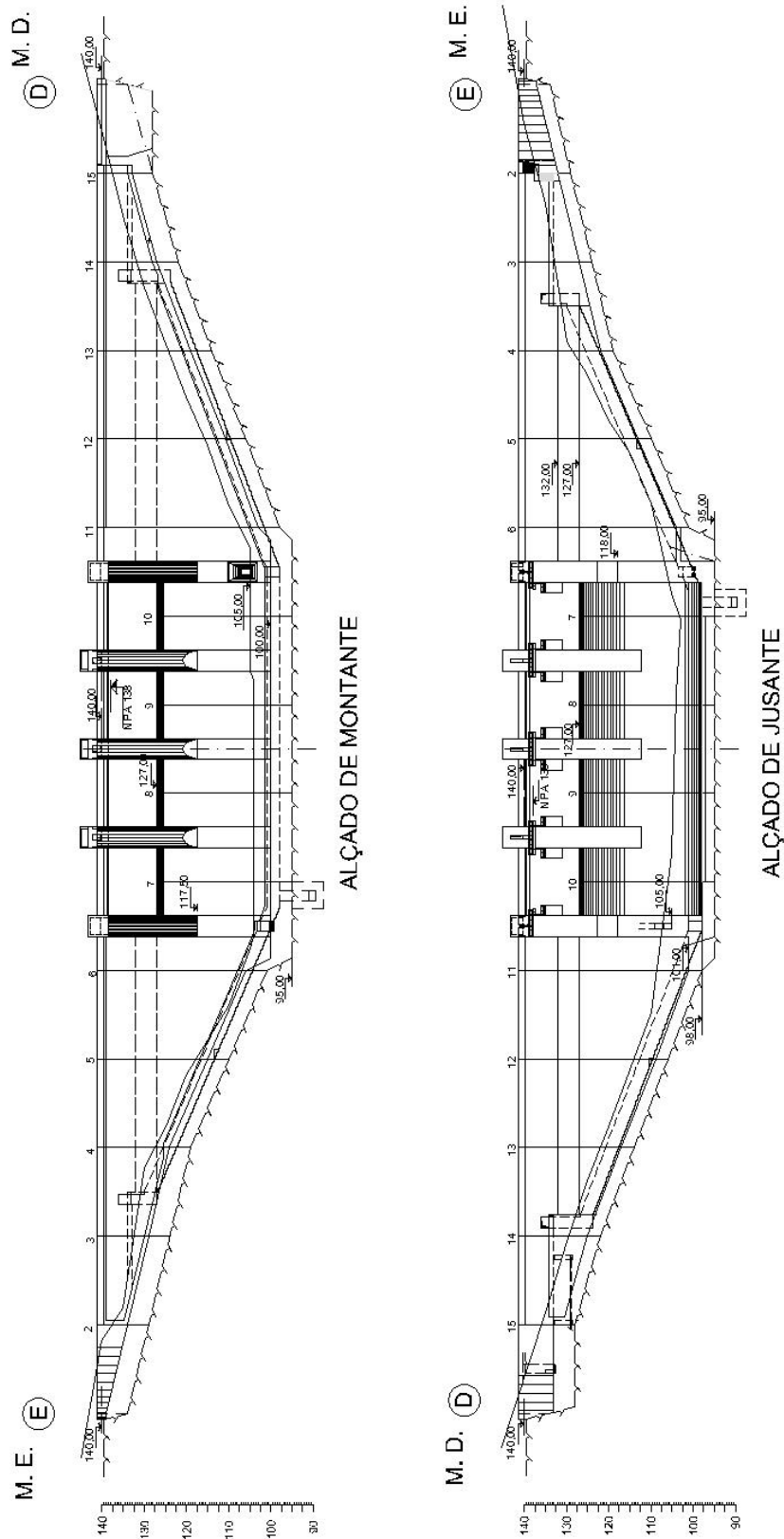


Fig. 3.8 – Alçado de montante e de jusante

3.4. ESTRUTURAS DE APOIO DE COMPORTAS DE BARRAGENS

As estruturas de apoio de comportas de barragens, têm a função de receber os munhões das comportas que equipam os descarregadores. Geralmente as comportas encontram-se posicionadas no topo das barragens, imediatamente abaixo do coroamento e também nas descargas de fundo. Estas estruturas fazem parte dos pilares das barragens, nos casos em que suportam as comportas dos descarregadores de cheias de superfície, ou estão inseridas na estrutura que constitui a descarga de fundo. Geralmente são estruturas salientes das faces dos pilares e recebem as acções, horizontais e verticais, associadas à carga hidráulica correspondente à água armazenada na albufeira. A transmissão desta carga é assegurada pela estrutura da comporta.

A geometria destas estruturas assemelha-se a um paralelepípedo sendo a face que recebe o munhão da comporta ligeiramente inclinada para facilitar a transmissão dos esforços da estrutura da comporta para a estrutura de suporte.

Na barragem do Baixo Sabor, o descarregador de cheias do escalão de montante é constituído por quatro vãos equipados com 16 m de largura, tal como se mostra na Fig. 3.9. Estão representadas as juntas 13 a 22, o paramento da barragem com a dupla curvatura (horizontal e vertical), os cinco pilares que constituem o descarregador de cheias, sendo três centrais e dois de extremidade, o coroamento e ainda a bacia de dissipação [16].

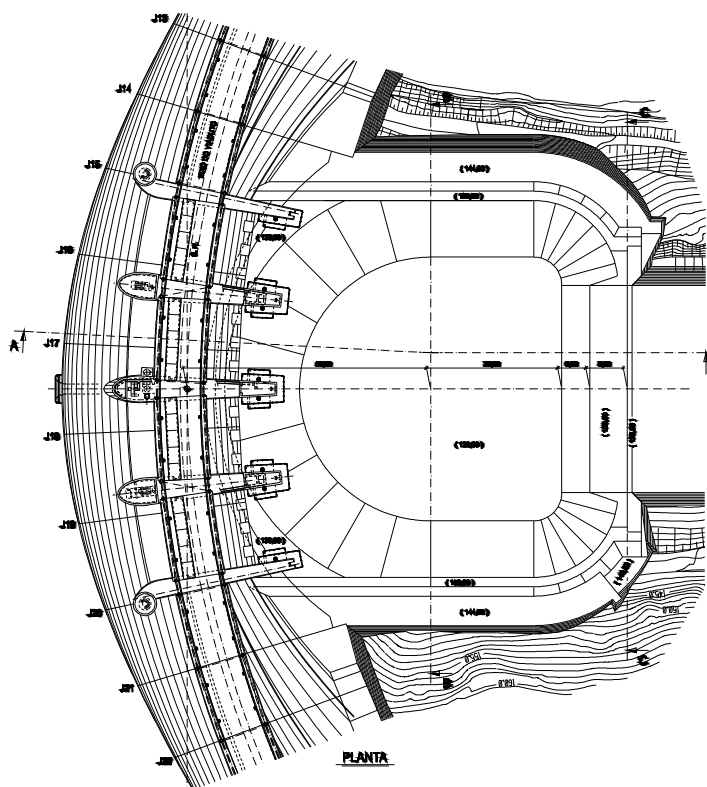


Fig. 3.9 – Descarregador de Cheias da barragem do Baixo Sabor Escalão de Montante

Os pilares da barragem são estruturas de betão armado e a sua configuração resulta da compatibilização da sua resistência face às acções que sobre eles actuam, da sua inserção na abóbada e da necessidade de lhes conferir forma hidráulica adequada, uma vez que delimitam o descarregador de cheias. Cada pilar eleva-se 12,00 m acima da crista descarregadora, até ao coroamento da barragem à cota 236,00. A sua forma em alçado apresenta comprimento variável de 8,00 m a 19,10 m, entre as cotas 206,00 e 224,00, respectivamente, mantendo-se constante acima desta cota. Em planta, os pilares apresentam espessura variável tendo a montante uma espessura máxima de 5,83 m e a jusante o mínimo de 2,78 m. A extremidade de montante é elíptica configurando uma forma hidráulica adequada ao escoamento.

Na extremidade de jusante dos pilares estão localizadas as estruturas de apoio das comportas, que recebem os munhões das comportas. Os pilares centrais estão dotados de duas faces salientes, com 2,50 m, simétricas em relação ao eixo de simetria do pilar, enquanto que os pilares de extremidade são constituídos por apenas uma face saliente no seu interior. O desenvolvimento e altura de cada um destes elementos são de 4,50 m e 4,00 m, respectivamente, enquanto que a espessura é de 2,50 m. Na face lateral dos pilares, a montante, existem as ranhuras verticais para introdução dos elementos da comporta ensecadeira. Os pilares encontram-se representados na Fig. 3.10 e 3.11 e na Fig. 3.12 apresenta-se o pilar PE3, alvo do estudo deste trabalho [16]. Na Fig. 3.10 apresenta-se a configuração em planta dos pilares e do descarregador constituído pelos 4 vãos.

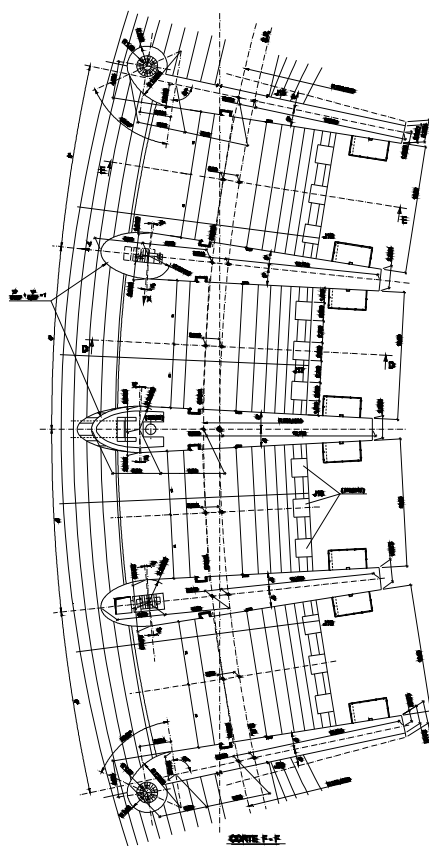


Fig. 3.10 – Pilares Planta

O corte E-E representado na Fig. 3.11 passa pelo eixo do pilar PE3 e nele estão representados a crista do descarregador de cheias, a comporta a estrutura de apoio da comporta, na zona de jusante e o eixo do viaduto situado no coroamento da barragem. Na Fig. 3.12 representa-se o corte F-F do pilar que permite definir a sua geometria em planta.

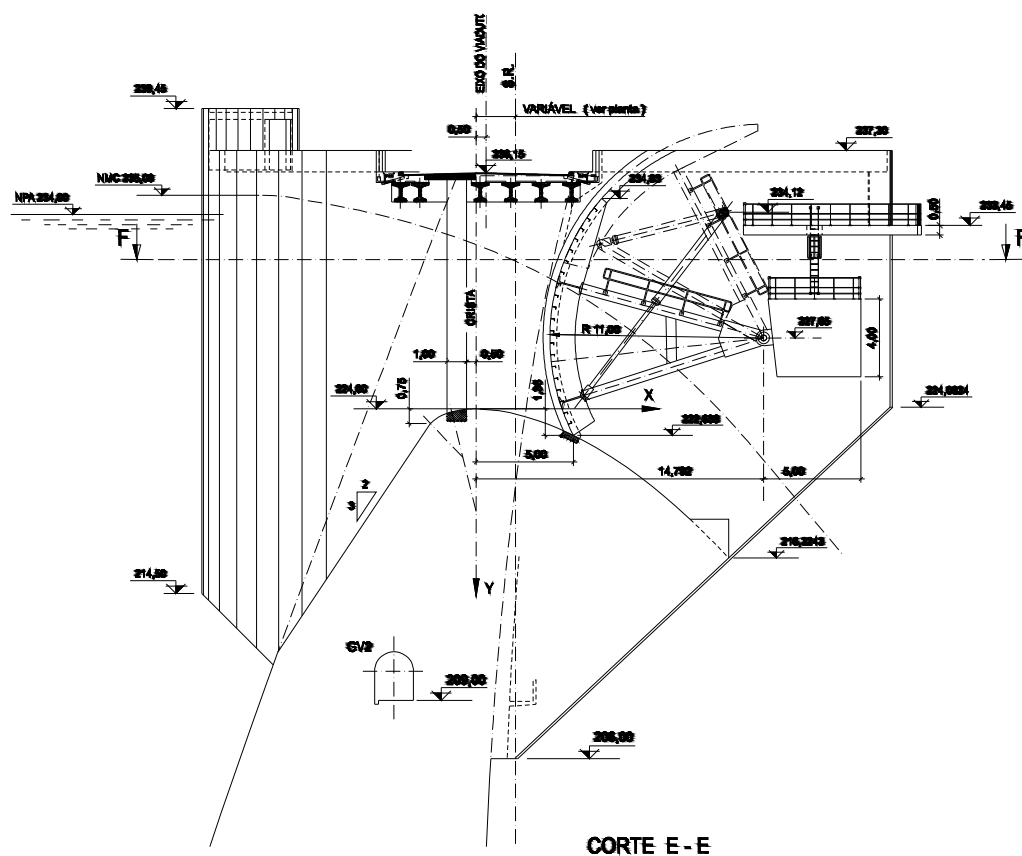


Fig. 3.11 – Pilares Corte E-E

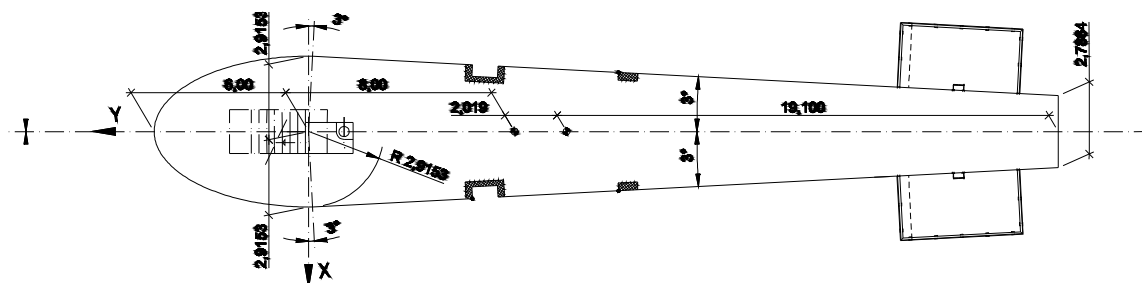


Fig. 3.12 – Pilar PE3 Planta

As armaduras previstas para as estruturas de apoio das comportas, no processo de concurso, para os pilares do escalão de montante da barragem do Baixo Sabor estão representadas nas Figs 3.13, 3.14, 3.15 e 3.16. A solução de armaduras apresentada será reformulada e detalhada no projecto de execução [16]. Na Fig. 3.13 estão representadas as armaduras em planta enquanto que na Fig. 3.14 se representam as armaduras em corte.

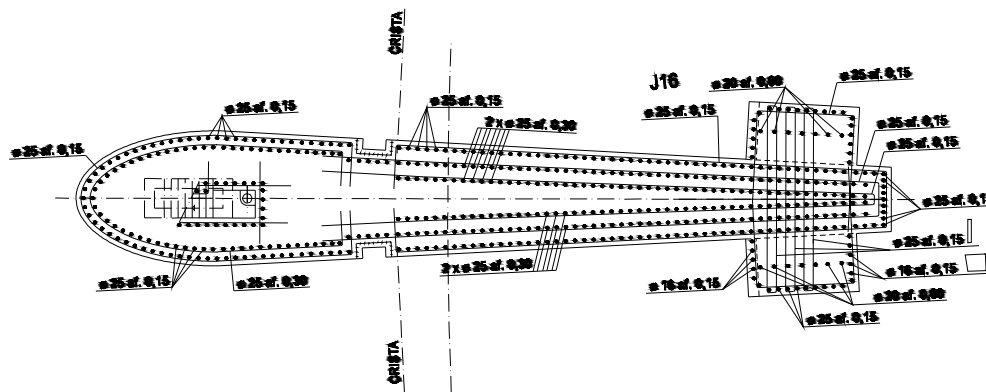


Fig. 3.13 – Pilar PE3 - Armaduras -Planta

Os cortes G-G e H-H estão representado snas figuras 3.15 e 3.16 estão referenciados no corte F-F e são verticais. O corte G-G engloba a zona de jusante da crista do descarregador enquanto que o corte H-H passa pela zona das estruturas de apoio das comportas.

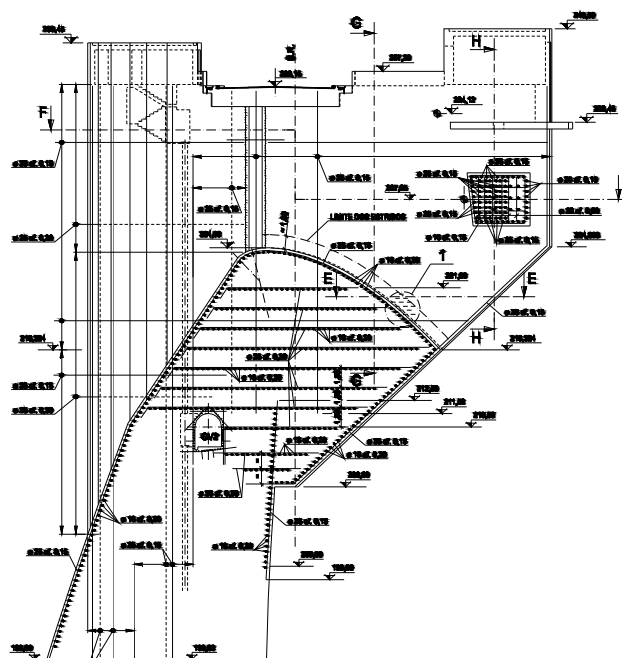


Fig. 3.14 – Pilar PE3 - Armaduras -Corte

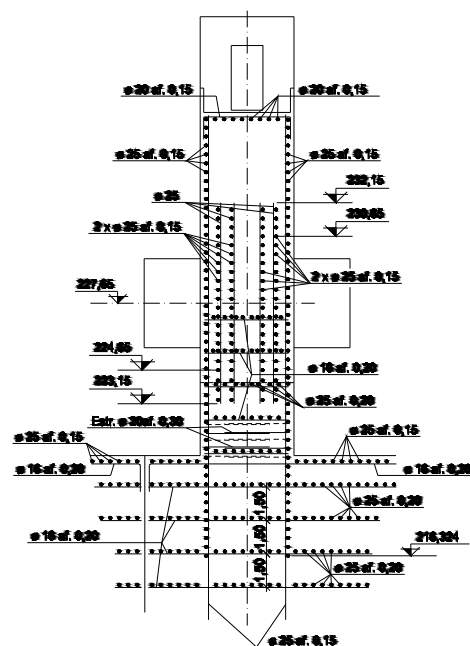


Fig. 3.15 – Pilar PE3 - Armaduras –Corte G-G

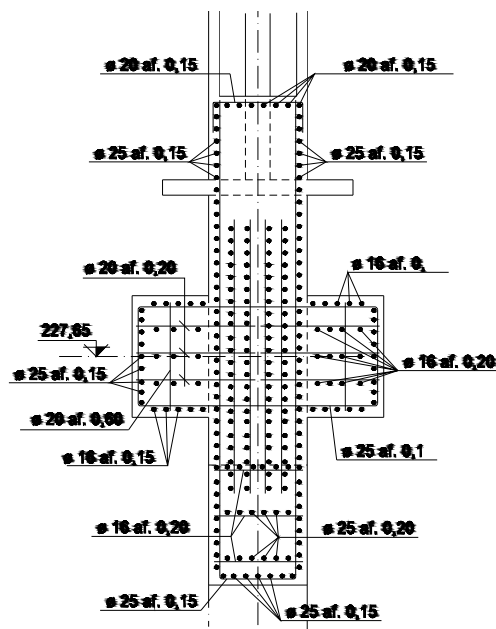


Fig. 3.16 – Pilar PE3 - Armaduras –Corte H-H

4

METODOLOGIAS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE APOIO DE COMPORTAS DE BARRAGENS

4.1. INTRODUÇÃO

Pretende-se estudar metodologias de análise que permitam dar suporte ao o dimensionamento das estruturas de apoio de comportas de barragens. Tratam-se de estruturas de betão em massa, com dimensões consideráveis, submetidas a grandes esforços e com um período de vida útil muito elevado. Para realizar o dimensionamento das estruturas que recebem os munhões das comportas da barragem do Baixo Sabor foram realizados diversos modelos de elementos finitos, nomeadamente modelos bidimensionais e tridimensionais. Foram realizados modelos simplificados que tentam reproduzir o problema em estudo, modelos mais complexos que tentam reproduzir a estrutura que vai ser executada em obra e recorreu-se a métodos simplificados de dimensionamento para quantificar as armaduras necessárias.

4.2. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

As acções consideradas nos modelos de cálculo foram definidas de forma aproximada quais se apresentam nas subsecções seguintes:

4.2.1. PESO PRÓPRIO

O peso próprio da estrutura foi determinado considerando que o peso volúmico do betão armado com valor de 25 kN/m³.

4.2.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA DA ÁGUA

Uma superfície em contacto com um líquido fica submetida a uma distribuição contínua de forças de pressão, equivalente, no caso geral, a um tórsor – vector principal e momento – ou a duas forças não coplanares, podendo escolher-se arbitrariamente a direcção de cada uma delas. Em certos casos, o problema simplifica-se por anulação do vector principal ou, mais frequentemente, do momento, como sucede por exemplo, no caso de superfícies planas, cilíndricas, calotes esféricas, etc., sendo então o sistema equivalente a um vector único – resultante – cujo ponto de aplicação na superfície é designado por centro de pressões ou centro de impulsão.

Tratando-se de calotes esféricas ou de trechos de cilindros de revolução, o sistema de forças actuante admite resultante, uma vez que as acções elementares se intersectam num mesmo ponto (centro da esfera) ou numa mesma recta (eixo do cilindro) em relação à qual todas são perpendiculares.

A impulsão horizontal é igual, em grandeza, à impulsão que o líquido exerceria numa figura plana que fosse a projecção ortogonal do trecho de superfície S num plano vertical normal à direcção dada. A impulsão vertical é igual ao peso do líquido situado no interior do volume limitado pelo trecho de superfície, pela sua projecção na superfície livre e pela superfície S . No esquema representado na Fig. 4.1 estão representadas as forças descritas anteriormente.

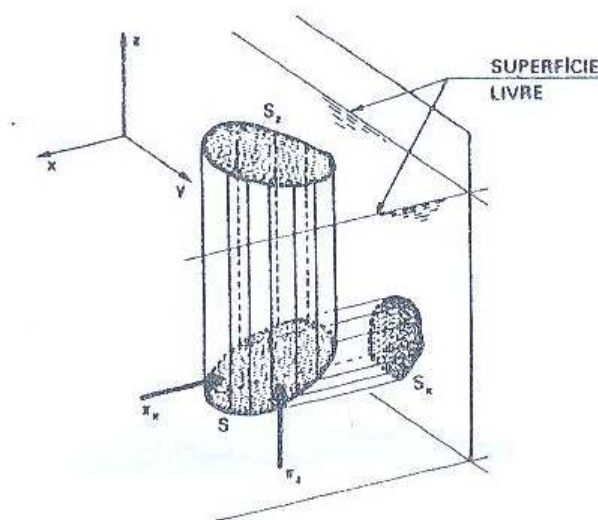


Fig. 4.1 – Impulsos hidrostáticos

O volume referido na Fig. 4.1 pode ser “real” ou “virtual” uma vez que pode ser exterior ao líquido (“virtual”) ou interior ao líquido (“real”), tal como se mostra na Fig. 4.2 [17].

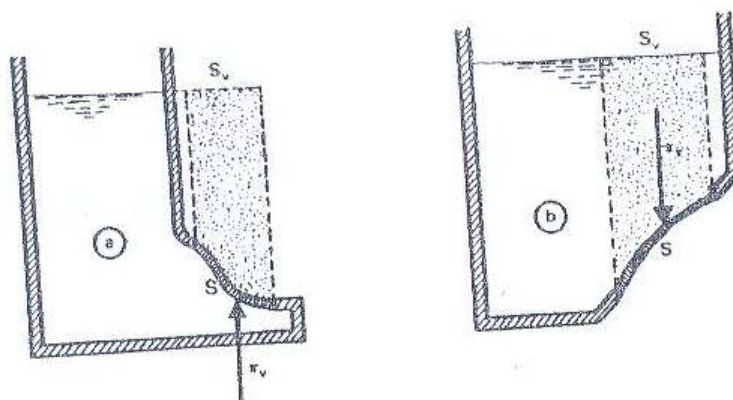


Fig. 4.2 – Impulsos hidrostáticos "real" "virtual"

A pressão hidrostática que actua nas comportas divide-se em duas componentes sendo a horizontal determinada tendo em conta a altura de água acima do descarregador para a albufeira no seu nível de máxima cheia (NMC = 235,00) sendo a cota da soleira do descarregador (Cota Soleira = 222,638), o vão do descarregador e considerando o peso volúmico da água igual a 10 kN/m³. Na Fig. 4.3 encontram-se representados os impulsos hidrostáticos.

$$I_h = \frac{1}{2} l_{\text{vão}} \gamma_{\text{água}} \frac{\Delta h^2}{2} = 8.5 \times 10 \times \frac{(235,00 - 222,638)^2}{2} \cong 6800 \text{ kN}$$

No caso do impulso vertical, foi necessário efectuar uma divisão das duas componentes verticais, com sentidos opostos, que resultam, de acordo com a Figura 4.2, da geometria circular da comporta. Na zona inferior em contacto com a água, o impulso será ascendente enquanto que na zona superior será descendente, correspondendo aos impulsos virtual e real, respectivamente.

A determinação do valor dos impulsos verticais relaciona as áreas representadas na Fig. 4.4, o vão do descarregador e o peso volúmico da água

$$I_v = \frac{1}{2} l_{\text{vão}} \gamma_{\text{água}} (A_i - A_s) = 8.5 \times 10 \times (8,1695 - 1,705) \cong 550 \text{ kN}$$

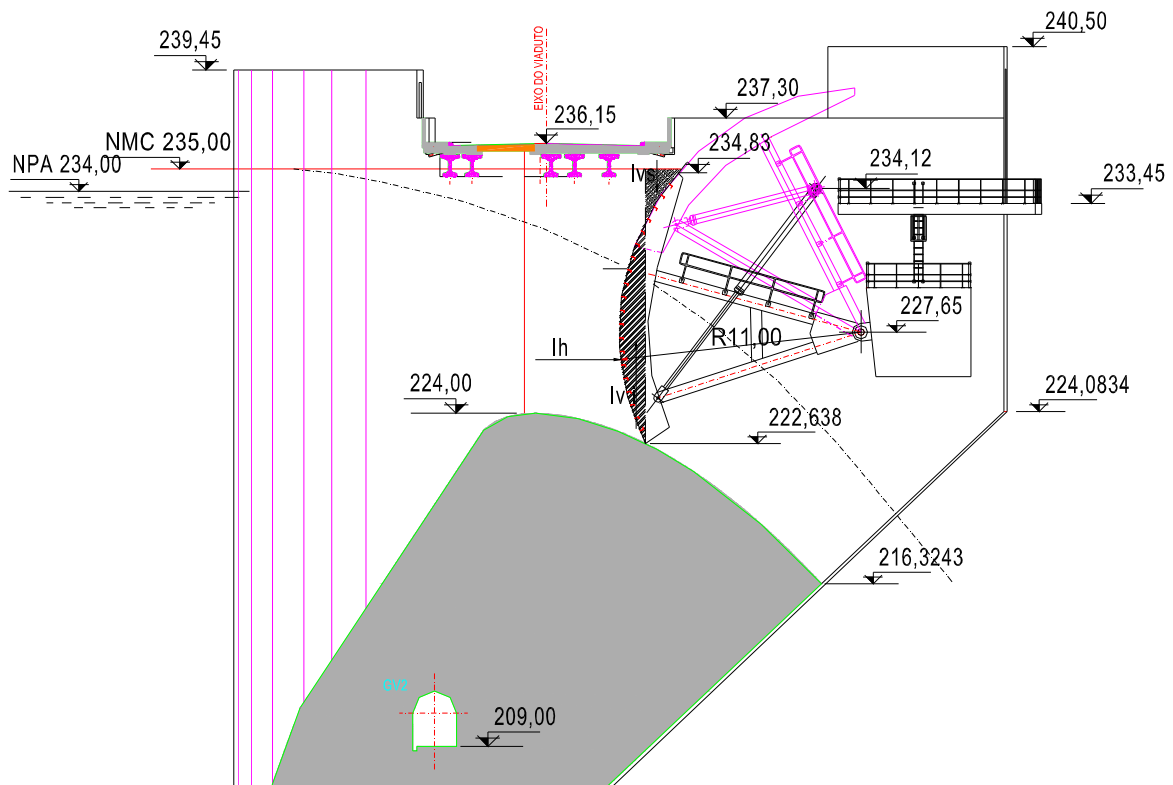


Fig. 4.3 – Impulsos hidrostáticos

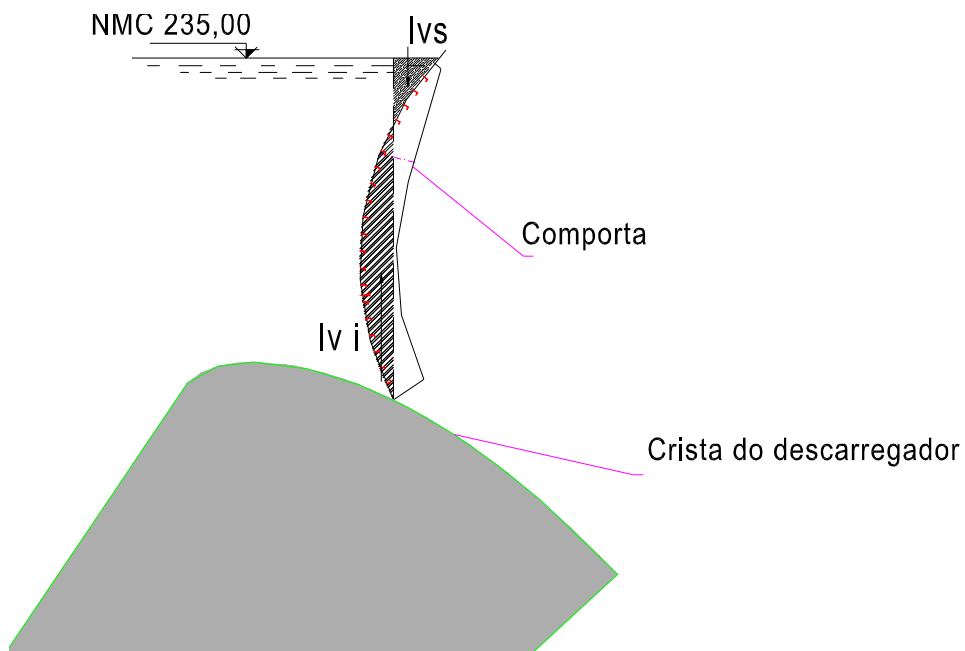


Fig. 4.4 – Impulsos verticais que actuam na comporta

A pressão hidrostática que actua sobre o pilar foi determinada tendo em conta a altura de água (29,00 m) e a largura máxima do pilar (5,863 m). O valor encontra-se calculado em baixo e na Fig. 4.5 está representada a acção considerada.

$$p_h = l_{\text{pilar}} \gamma_{\text{água}} \Delta h = 5,863 \times 10 \times 29,00 \cong 1700 \text{ kN} / \text{m}$$

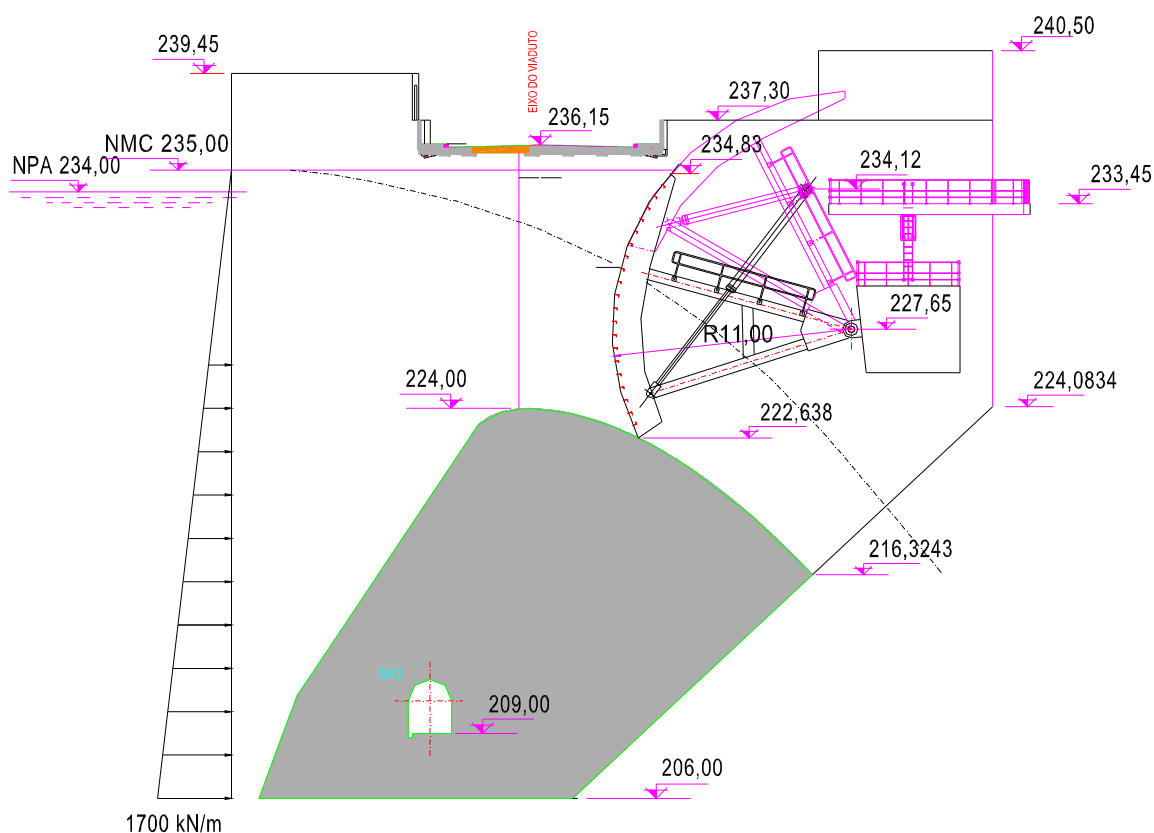


Fig. 4.5 – Pressão hidrostática no pilar

4.2.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Foram consideradas duas combinações de acções no dimensionamento das estruturas de apoio das comportas, a primeira pretende representar a situação em que ambas as comportas estão fechadas e a segunda corresponde à situação em que temos a comporta esquerda fechada e a direita aberta. Tendo em conta a natureza das acções hidrostáticas, que se tratam de acções que estão bem identificadas e que não sofrem grandes variações, reduziu-se o valor do coeficiente de majoração para estas acções,

tendo-se considerado o valor de 1.15 como aceitável. O peso próprio da estrutura foi majorado, de acordo com o preconizado no Eurocódigo, por um coeficiente de majoração de 1,35.

Em ambas as combinações descritas anteriormente considerou-se que o peso próprio teria um efeito desfavorável, uma vez que se estuda o efeito de consola da zona de jusante do pilar, no entanto, para efectuar o estudo global da estrutura deverá ser efectuada uma combinação que inclua o efeito favorável do peso próprio, recorrendo-se a um coeficiente de majoração unitário [18].

4.2.3.1. Combinação 1 – Comportas Fechadas

A combinação 1 é composta pelas seguintes acções:

- 1.35 x Peso Próprio
- 1.15 x (Pressão hidrostática no pilar + Impulso horizontal e vertical dos munhões esquerdo e direito)

4.2.3.2. Combinação 2 – Comporta Fechada / Aberta

- 1.35 x Peso Próprio
- 1.15 x (Pressão hidrostática no pilar + Impulso horizontal e vertical do munhão esquerdo)

4.3. ELEMENTOS FINITOS

Nos modelos de elementos finitos efectuados foram utilizados elementos com diferentes características, de forma a adaptar a geometria da estrutura aos elementos finitos disponíveis no programa de cálculo Robot. Os modelos planos unidimensionais foram modelados recorrendo a elementos unidimensionais constituídos por dois nós, apresentando-se em seguida o funcionamento geral deste tipo de elementos [19] [20].

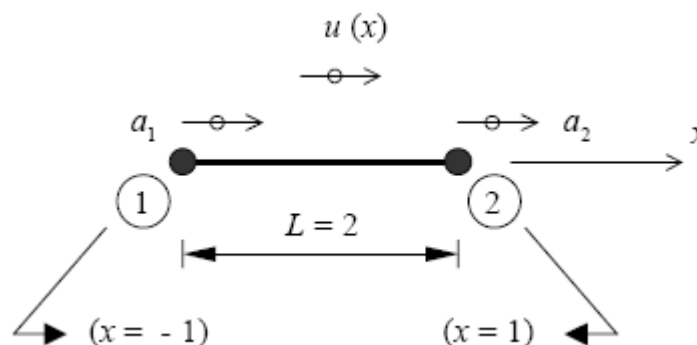


Fig. 4.6 – Elemento finito de dois nós

A função $u(x)$ corresponde ao campo de deslocamentos

$$u = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{L} x \right) a_1 + \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{L} x \right) a_2$$

$$u = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{1}{L} x & \frac{1}{2} + \frac{1}{L} x \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{bmatrix}$$

A função $u(x)$ será interpolada pela função interpoladora $N(x)$, constituída pelas componentes N_1 e N_2

$$u = \begin{cases} N_1(x) = \frac{1}{2} - \frac{1}{L} x \\ N_2(x) = \frac{1}{2} + \frac{1}{L} x \end{cases}$$

O campo de deformações é definido pela seguinte expressão

$$\varepsilon = \frac{du}{dx}$$

Desta relação vem

$$\varepsilon = \frac{d}{dx} [N_1(x) a_1 + N_2(x) a_2]$$

$$\varepsilon = \frac{dN_1}{dx} a_1 + \frac{dN_2}{dx} a_2$$

Escrevendo a relação anterior sob a forma matricial temos

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \frac{dN_1}{dx} & \frac{dN_2}{dx} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{bmatrix}$$

A matriz B será

$$B = \begin{bmatrix} \frac{dN_1}{dx} & \frac{dN_2}{dx} \end{bmatrix}$$

Portanto

$$\varepsilon = B a$$

A relação tensão deformação será descrita por

$$\sigma = D \varepsilon$$

Sendo a matriz de elasticidade D constituída por apenas um elemento que é o módulo de Young E . A relação apresentada pode também ser escrita da seguinte forma:

$$\sigma = D B a$$

O modelo plano que se apresenta posteriormente, foi modelado com elementos finitos de 4 nós que se descrevem em seguida.

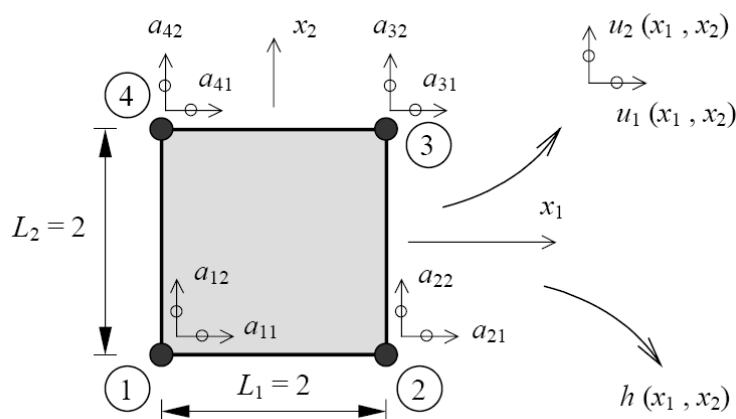


Fig. 4.7 – Elemento finito de quatro nós

A função $u(x)$ corresponde ao campo de deslocamentos sendo:

$$u = \begin{cases} u_1(x_1, x_2) \\ u_2(x_1, x_2) \end{cases}$$

Cada uma das componentes de $u(x)$ será interpolada isoladamente com base em funções de forma $N_i(x_1, x_2)$

$$\begin{aligned} u_1(x_1, x_2) &= N_1(x_1, x_2)a_{11} + N_2(x_1, x_2)a_{21} + N_3(x_1, x_2)a_{31} + N_4(x_1, x_2)a_{41} \\ u_2(x_1, x_2) &= N_1(x_1, x_2)a_{12} + N_2(x_1, x_2)a_{22} + N_3(x_1, x_2)a_{32} + N_4(x_1, x_2)a_{42} \end{aligned}$$

A função do campo de deslocamentos pode ser expressa em notação matricial

$$u = N a$$

A matriz N é dada por

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix}$$

O campo de deformações num estado plano de tensão é definido do seguinte modo

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} \\ \frac{\partial}{\partial x_1} & \frac{\partial}{\partial x_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}$$

Exprimindo a relação anterior de uma forma compacta temos

$$\varepsilon = L u$$

E sendo $u = N a$ vem

$$\varepsilon = L N a$$

A matriz B será

$$B = L N$$

Portanto

$$\varepsilon = B a$$

A matriz B será constituída por

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x_1} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x_1} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x_1} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x_1} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x_2} \\ \frac{\partial N_1}{\partial x_2} & \frac{\partial N_1}{\partial x_1} & \frac{\partial N_2}{\partial x_2} & \frac{\partial N_2}{\partial x_1} & \frac{\partial N_3}{\partial x_2} & \frac{\partial N_3}{\partial x_1} & \frac{\partial N_4}{\partial x_2} & \frac{\partial N_4}{\partial x_1} \end{bmatrix}$$

O campo de tensões será determinado por

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix}$$

A relação entre tensões e deformações para um estado plano de tensão e com materiais isotrópicos será dada por

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{E\nu}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{E\nu}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix}$$

Ou de uma forma compacta

$$\sigma = D \varepsilon$$

Sendo a matriz D dada por

$$D = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{E\nu}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{E\nu}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2(1-\nu)} \end{bmatrix}$$

Os modelos de volume foram executados com elementos de 8 nós isoparamétricos que estão representados na Fig. 4.8.

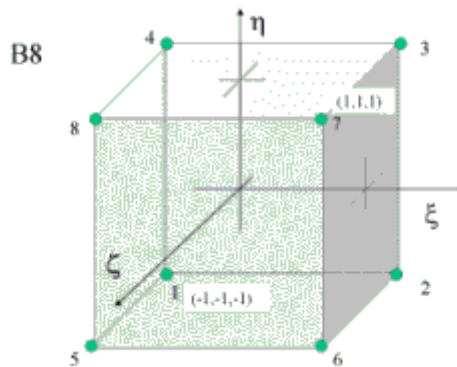


Fig. 4.8 – Elemento finito de oito nós

A geometria destes elementos baseia-se no elemento isoparamétrico inicial, transformando-se num elemento arbitrário.

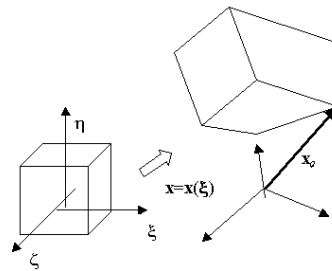


Fig. 4.9 – Modelo de sólidos

A função X determina-se através da expressão que se segue

$$X(\xi) = \sum_{a=1, N} X_a N_a(\xi)$$

O vector deslocamentos é calculado segundo a equação:

$$u = [\mu, \nu, \varpi]$$

$$u(\xi) = \sum_{a=1,N} u_a N_a(\xi)$$

As funções de forma N serão determinadas por

$$N_a = \frac{1}{N} (1 + \xi_i \xi) (1 + \eta_i \eta) (1 + \zeta_i \zeta)$$

Sendo N igual ao numero de nós, neste caso 8

As extensões são determinadas pela expressão

$$\varepsilon = [\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}]$$

$$\varepsilon(\xi) = B(\xi) u = \sum_{a=1,N} B_a(\xi) u_a$$

Sendo B uma matriz definida por:

$$B = [B_a] \quad B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_a}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_a}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_a}{\partial z} \\ \frac{\partial N_a}{\partial y} & \frac{\partial N_a}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial N_a}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_a}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial N_a}{\partial z} & \frac{\partial N_a}{\partial x} \end{bmatrix}, \quad a=1, N$$

As derivadas da função de forma presentes em B são obtidas por:

$$\frac{\partial N_a}{\partial x} = (J^{-1})^T \frac{\partial N_a}{\partial \xi}, \quad J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial x}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial z}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix}$$

As tensões em regime elástico são determinadas a partir da expressão:

$$\sigma = [\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}]$$

$$\sigma = D(Bu - \varepsilon^0)$$

Onde ε^0 representa as deformações impedidas (variações térmicas, retracção etc.) e a matriz D (em regime linear elástico) é dada por:

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ & sim & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ & & & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix}$$

4.4. REFERENCIAIS PROGRAMA DE CÁLCULO

Tendo em conta os modelos que se apresentam em seguida faz-se uma breve descrição dos referenciais que o programa de cálculo Robot utiliza, bem como dos resultados que são passíveis de serem analisados em cada um dos modelos.

Os modelos planos de escoras e tirantes são modelos de treliça constituídos por barras articuladas dos quais podemos obter diagramas de esforços axiais. O sentido positivo do eixo dos xx está orientado na direcção longitudinal da barra do nó de numeração mais baixa para o nó com numeração mais alta. Os eixos dos yy e zz estão definidos no plano da secção transversal das barras, sendo, por definição, o eixo dos yy correspondente ao eixo de maior momento de inércia da barra e o eixo dos zz ao eixo de menor momento de inércia.

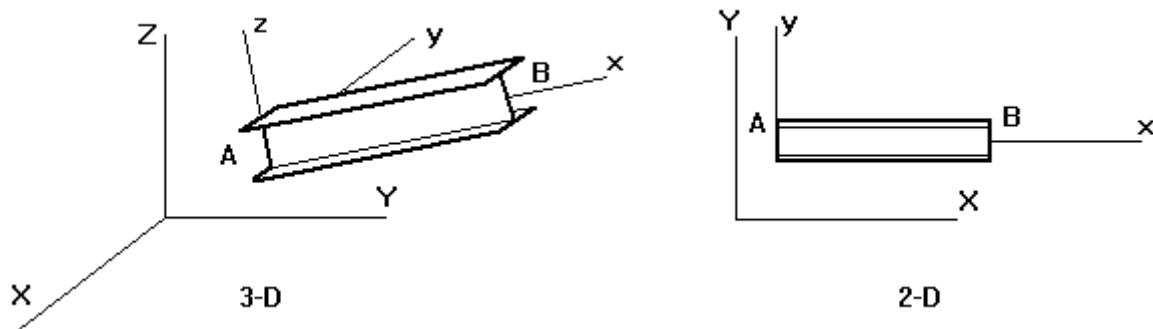


Fig. 4.10 – Referencial barras [20]

O elemento finito que foi utilizado na modelação do modelo em estado plano de tensão foi realizado, por simplificação, utilizando o elemento finito de casca com 6 graus de liberdade que o programa Robot possui. No entanto, no modelo em estado plano de tensão não são considerados os graus de liberdade perpendiculares ao plano da estrutura, tendo-se usado a formulação referida no ponto 4.3 referente aos elementos planos.

Os modelos de casca são constituídos por painéis e permitem-nos obter mapas de tensões segundo os eixos xx e zz . O eixo dos xx é horizontal e o programa permite-nos definir a orientação do eixo local dos painéis, de forma a alinharmos o eixo local dos painéis com o eixo global e assim obter as tensões no plano da estrutura, horizontais segundo xx e verticais segundo zz .

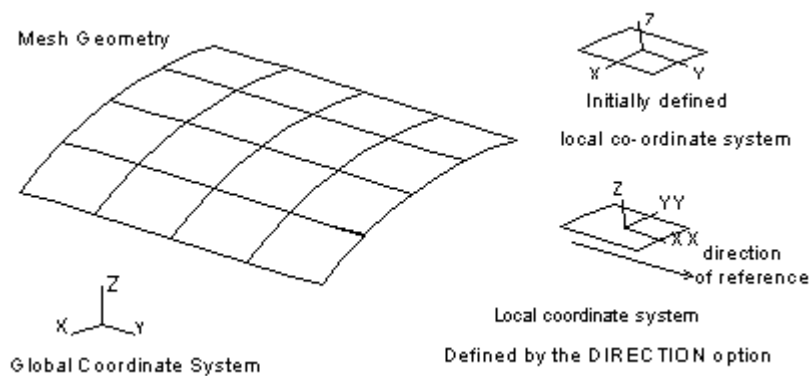


Fig. 4.11 – Referencial painéis [20]

Relativamente aos esforços, estes serão determinados de acordo com o referencial definido anteriormente. O programa permite ainda representar os resultados através dos valores médios entre

elementos, e também os valores obtidos para as diferentes faces permitindo visualizar os valores do eixo, da face superior e da face inferior.

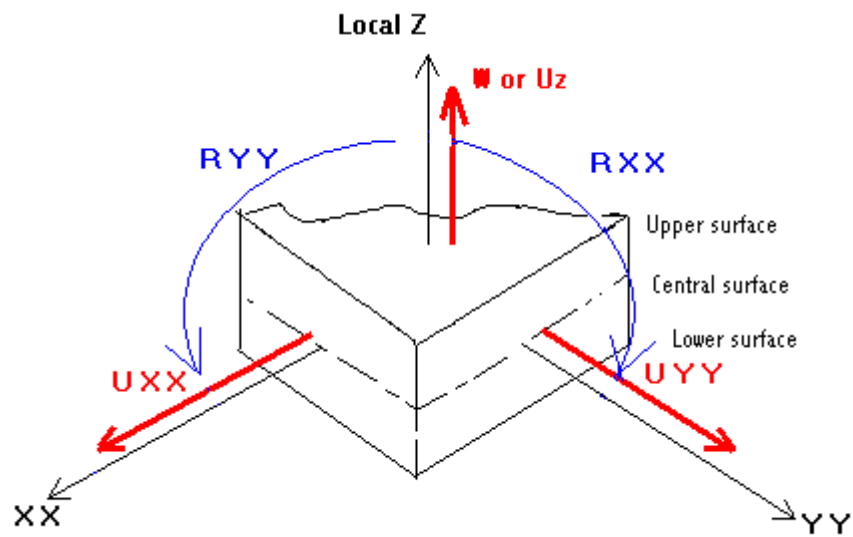


Fig. 4.12 – Representação de faces [20]

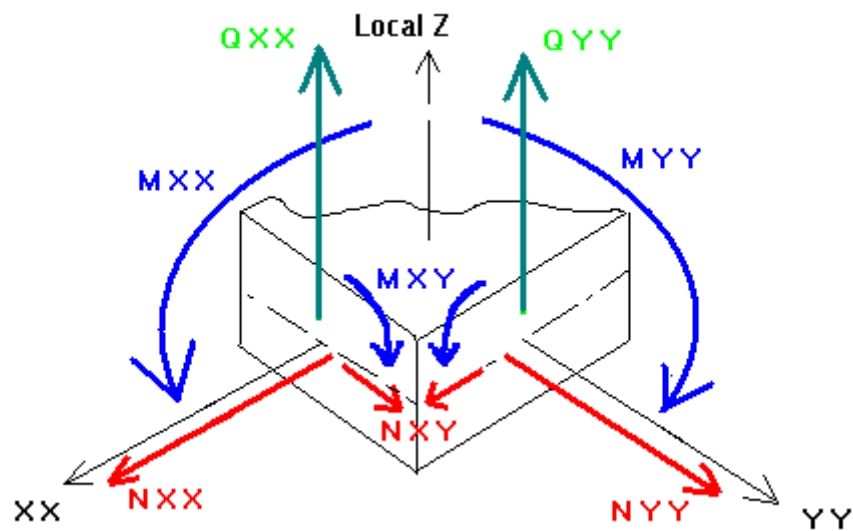


Fig. 4.13 – Sistemas de eixos esforços [20]

Os modelos de volume são constituídos por cubos e permitem-nos obter mapas de tensões nas três direcções, x , y e z . A convenção de sinais adoptada pelo programa de cálculo é a que se apresenta na Fig. 4.14 [20].

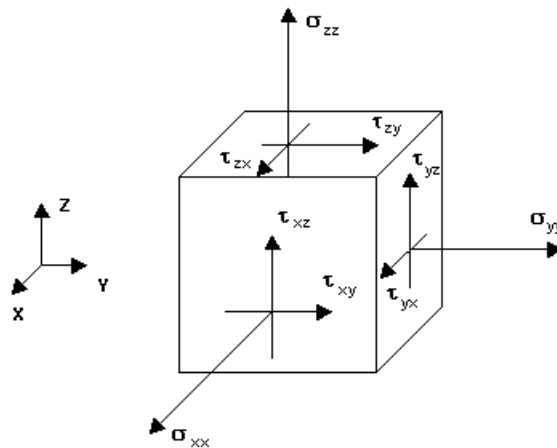


Fig. 4.14 – Sistemas de eixos esforços [20]

4.5. MODELOS PLANOS

Os primeiros modelos elaborados para analisar as estruturas de apoio das comportas foram modelos em duas dimensões. Inicialmente foi realizado um modelo de escoras e tirantes que, de uma forma simplificada nos permitiu avaliar apenas a distribuição dos esforços ao longo da geometria dos munhões enquanto que, em seguida foi realizado um modelo de casca com o objectivo de avaliar a distribuição das tensões ao longo do eixo do pilar.

4.5.1. MODELO DE ESCORAS E TIRANTES

4.5.1.1. Geometria

Para analisar a distribuição da acção horizontal que actua nos munhões foram criados três modelos de escoras e tirantes, que se basearam na disposição das tensões principais avaliada por intermédio de um modelo em estado plano de tensão. A geometria deste modelo encontra-se representada na figura 4.15 correspondendo a um corte horizontal no qual se representa a sobreado a zona modelada.

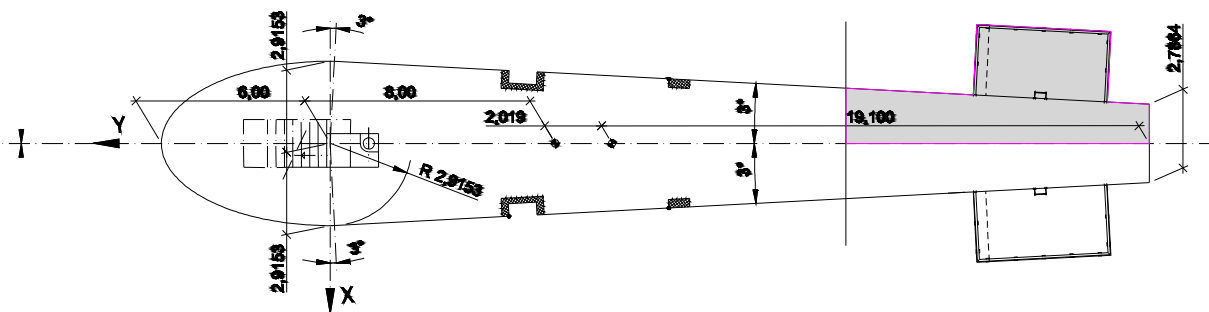


Fig. 4.15 – Geometria do modelo de estado plano de tensão

O modelo representado na Fig. 4.16 representa apenas metade do pilar, foram inseridos apoios simples nos nós coincidentes com o eixo do pilar e apoios de encastramento nos nós de extremidade dispostos na direcção perpendicular ao eixo. Este modelo permitiu, através da representação do caminho das tensões principais, aferir qual a configuração geométrica mais adequada para o modelo de escoras e tirantes.

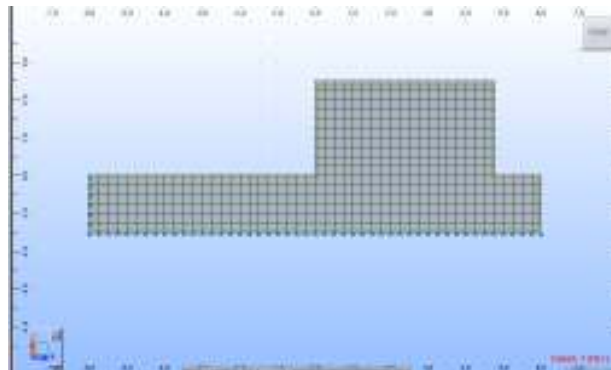


Fig. 4.16 – Modelo de estado plano de tensão

Na Fig. 4.17 representa-se a orientação das tensões principais quando está aplicada a carga horizontal correspondente à acção da pressão hidrostática na comporta.

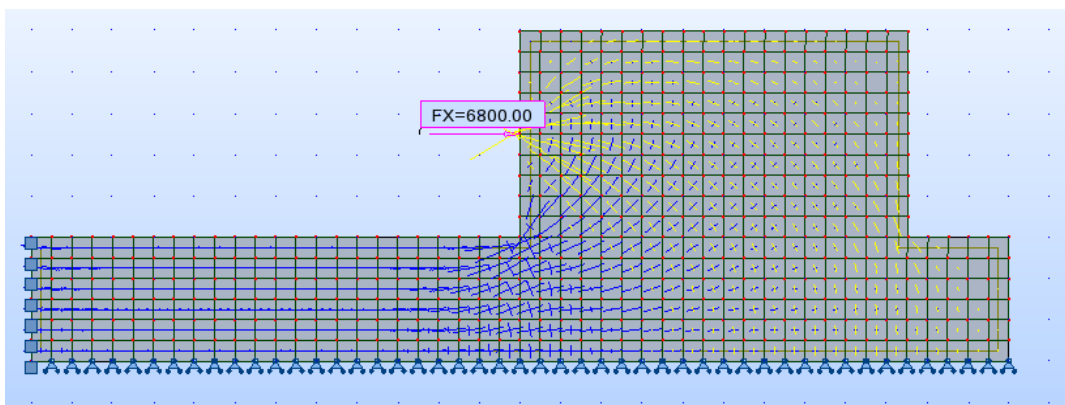


Fig. 4.17 – Orientação das tensões principais

Fazendo uma sobreposição do caminho das tensões principais e tendo em conta a geometria das estruturas de apoio das comportas, obtêm-se modelos simples de escoras e tirantes. Na figura 4.18, representa-se a inserção de um dos modelos de escoras e tirantes elaborados na geometria do pilar.

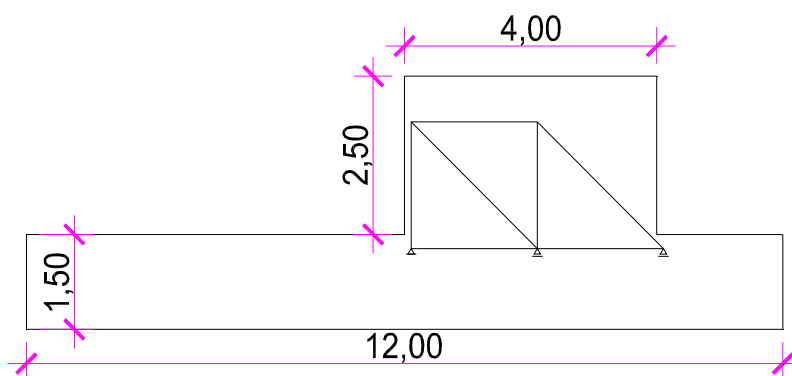


Fig. 4.18 – Modelo de escoras e tirantes – Sobreposição no pilar

Os modelos de escoras realizados estão representados na Fig. 4.19, o primeiro é constituído por barras com 2 m de comprimento na horizontal e 2 m de comprimento na vertical, sendo as diagonais inclinadas a 45 graus, o segundo tem barras horizontais com 2,25 m de comprimento e verticais com 2,00 m com diagonais inclinadas a 48 graus e finalmente o terceiro é constituído por barras horizontais com 2,25 m de comprimento e verticais com 1,50 m sendo as diagonais inclinadas a 56 graus.

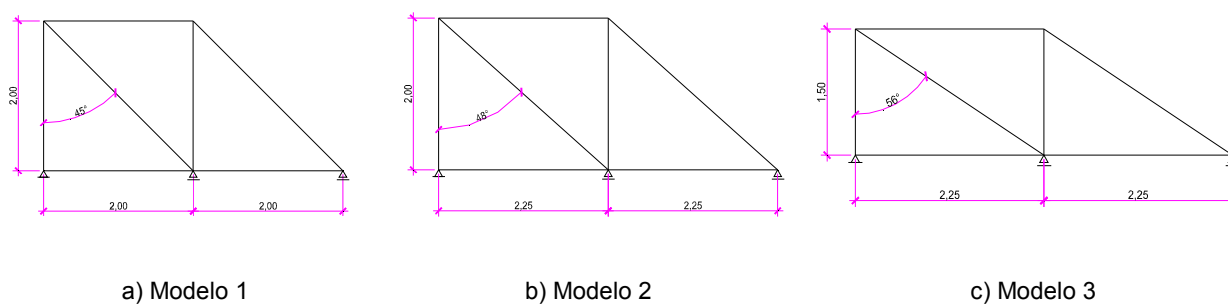


Fig. 4.19 Modelos de escoras e tirantes

4.5.1.2. Resultados

Os resultados obtidos para o primeiro modelo estão representados na Fig. 4.20 e no quadro 4.1 apresentam-se as áreas de armadura necessárias para cada uma das barras consideradas.

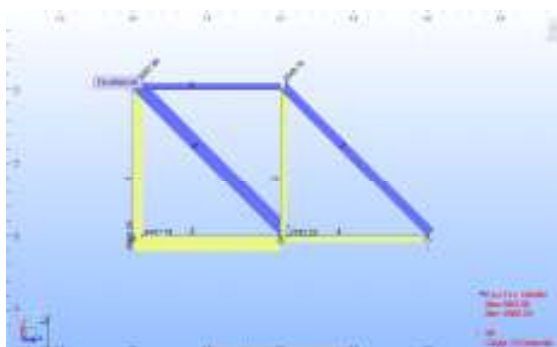


Fig. 4.20 – Geometria dos modelos simplificados de elementos finitos

Para efectuar o dimensionamento das armaduras foram considerados os valores resultantes da combinação 1 em estado limite último e normalmente seriam determinadas as quantidades de armadura tendo em conta a tensão de cedência do aço. Posteriormente deveria ser efectuado o controlo das tensões de serviço tendo em conta as limitações de tensões impostas para os estados limite de serviço, nomeadamente a fendilhação traduzida pela distância entre fendas e as suas aberturas. No entanto, é prática corrente efectuar-se o dimensionamento deste tipo de peças para estados limite últimos mas impondo valores da tensão no aço mais baixos garantindo desta forma o equilíbrio das forças na secção e em simultâneo controlando a fendilhação nas secções traccionadas.

O dimensionamento da armadura necessária tem por base barras de um metro de largura e apresentam-se as áreas de aço necessárias tendo em conta 5 níveis de tensão nas armaduras, 150 MPa, 200 MPa, 250 MPa, 300 MPa e 300 MPa. As armaduras apresentadas representam as armaduras totais a colocar na secção, no caso das barras 1 e 2, segundo a direcção y e no caso das barras 3 e 4, segundo a direcção x.

Quadro 4.1 – Dimensionamento de armadura modelo de escoras e tirantes – Modelo 1

Barra	Esforço	As fy=150	As fy=200	As fy=250	As fy=300	Armaduras (fy = 150 MPa)		
						N. Camadas	Φ	af.
1	4007,78	267,19	200,39	160,31	133,59	9	25	0,15
2	2792,22	186,15	139,61	111,69	93,07	6	25	0,15
3	6800,00	453,33	340,00	272,00	226,67	14	25	0,15
4	2792,22	186,15	139,61	111,69	93,07	6	25	0,15
5	-2792,22	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-
6	-5667,86	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-
7	-3948,79	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-

Relativamente ao segundo modelo apresentam-se os resultados na Fig. 4.21.

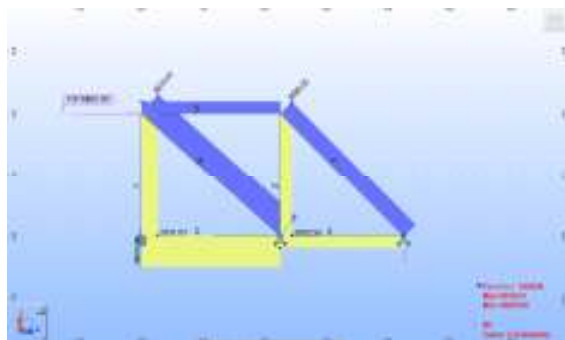


Fig. 4.21 – Geometria dos modelos simplificados de elementos finitos

O dimensionamento da armadura é efectuado no quadro 4.2 e está de acordo com o efectuado para o modelo 1.

Quadro 4.2 – Dimensionamento de armadura Modelo de escoras e tirantes – Modelo 2

Barra	Esforço	As fy=150	As fy=200	As fy=250	As fy=300	Armaduras (fy = 150 MPa)		
						N. Camadas	Φ	af.
1	3731,00	248,73	186,55	149,24	124,37	8	25	0,15
2	2602,00	173,47	130,10	104,08	86,73	6	25	0,15
3	6800,00	453,33	340,00	272,00	226,67	14	25	0,1
4	2602,00	173,47	130,10	104,08	86,73	6	25	0,15
5	-2602,00	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-
6	-5616,00	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-
7	-3680,00	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-

Finalmente apresentam-se os resultados do modelo 3 na Fig. 4.22 e o dimensionamento da armadura tal como nos dois modelos previamente descritos, apresenta-se no quadro 4.3.

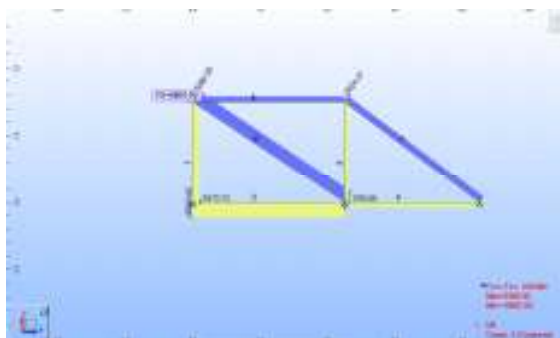


Fig. 4.22 – Geometria dos modelos simplificados de elementos finitos

Quadro 4.3 – Dimensionamento de armadura Modelo de escoras e tirantes – Modelo 3

Barra	Esforço	As fy=150	As fy=200	As fy=250	As fy=300	Armaduras (fy = 150 MPa)		
						N. Camadas	Φ	af.
1	2973,00	198,20	148,65	118,92	99,10	6	25	0,15
2	1754,00	116,93	87,70	70,16	58,47	4	25	0,15
3	6800,00	453,33	340,00	272,00	226,67	14	25	0,15
4	2339,00	155,93	116,95	93,56	77,97	6	25	0,15
5	-2339,00	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-
6	-5360,00	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-
7	-2924,00	COMP	COMP	COMP	COMP	-	-	-

Comparando os resultados obtidos nos três modelos verifica-se que as áreas de armadura necessárias nas barras 1, 2 e 4, são maiores no modelo 1 diminuindo no modelo 2 e atingindo o valor mais baixo no modelo 3. A barra 3, como seria de esperar, tem o mesmo esforço nos três modelos e portanto a área de armadura necessária é igual nos três casos. Conclui-se que a variação do ângulo que as barras 6 e 7 fazem com a vertical condiciona principalmente a área de armadura necessária na direcção transversal à carga, enquanto na direcção da carga o seu efeito apenas se verifica na barra 4, sendo a redução de armadura pouco significativa (139 cm² Modelo 1, 130 Modelo 2 e 117 Modelo 3, para fy=200 MPa).

4.5.2. MODELO PLANO

4.5.2.1. Geometria

A geometria do modelo plano efectuado resulta de um corte longitudinal pelo eixo do pilar tendo sido determinadas as espessuras equivalentes que conferem, de uma forma aproximada ao modelo, a geometria real do pilar. A geometria do modelo está representada na Fig. 4.23 estando em planta as espessuras equivalentes atribuídas a cada um dos painéis da casca. Portanto, na zona do poço de

escadas a espessura é menor enquanto que na zona dos munhões há um aumento da espessura. O modelo está encastrado na base o que corresponde à situação de apoio mais próxima da realidade uma vez que o encastramento dos nós que estabelecem a ligação do pilar ao corpo da barragem repercute a diferença de rigidez existente entre as duas estruturas. O módulo de elasticidade do betão considerou-se com o valor de 27 GPa.

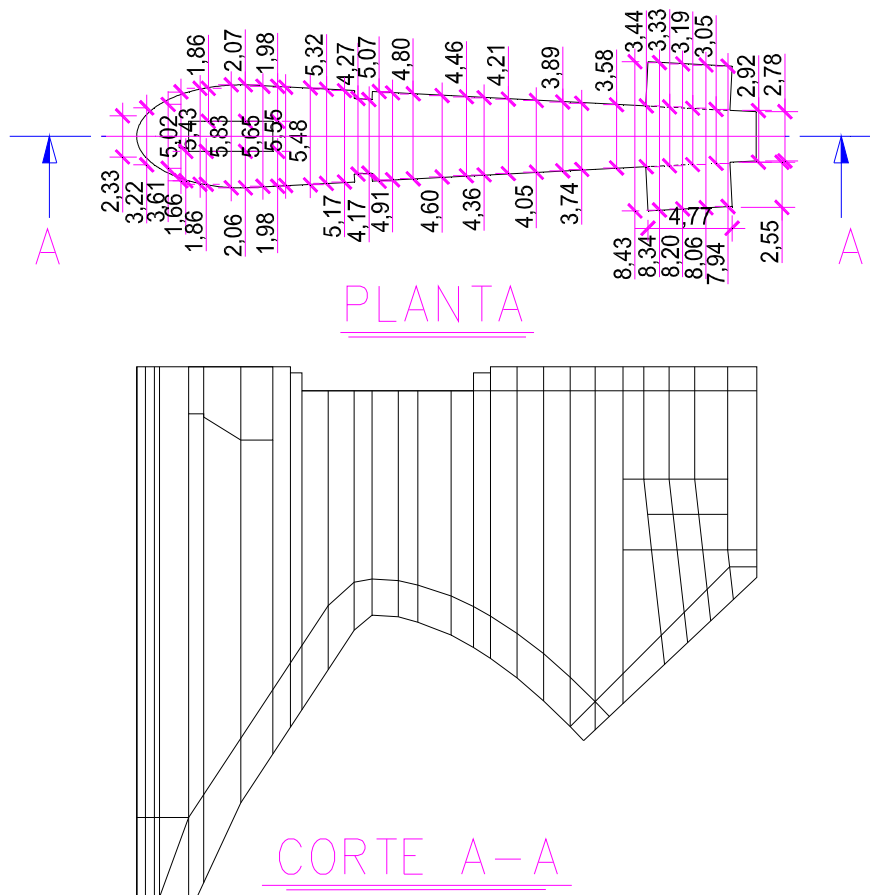


Fig. 4.23 – Geometria do modelo de plano

A malha de elementos finitos é constituída por elementos de 4 nós e a configuração do modelo em painéis permitiu, recorrendo ao gerador de malhas do programa Robot, obter uma malha regular, que está representada nas Figs 4.24 e 4.25.

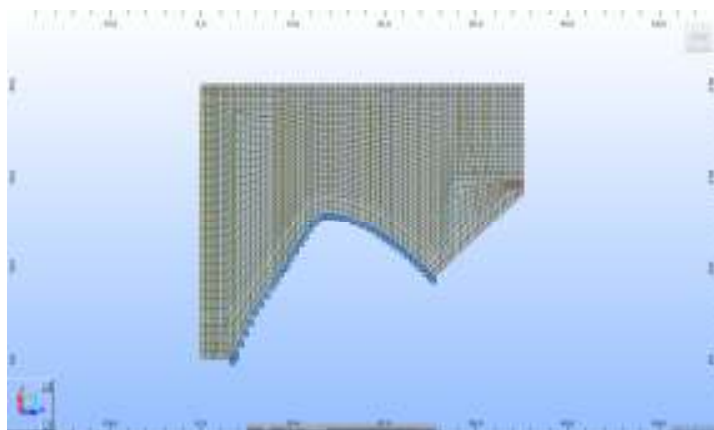


Fig. 4.24 – Malha de elementos finitos vista em corte – Modelo plano

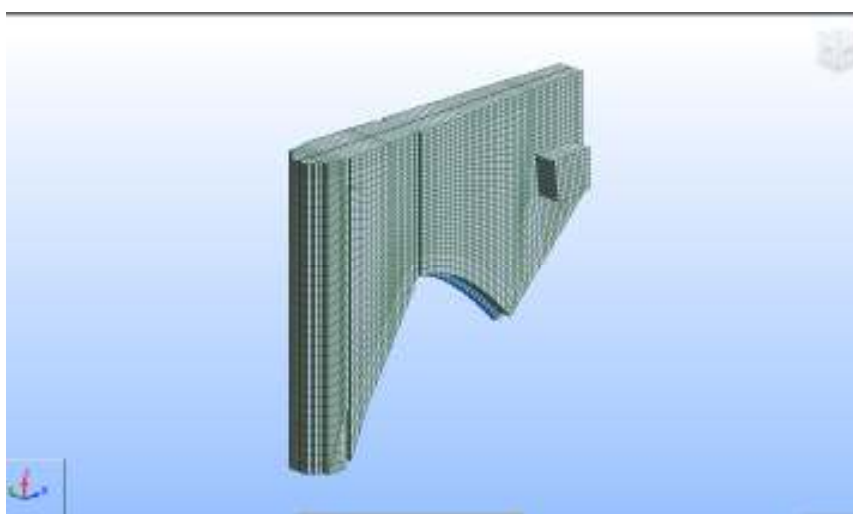


Fig. 4.25 – Malha de elementos finitos vista 3D – Modelo plano

4.5.2.2. Resultados

De acordo com o que foi descrito em 4.2, o cálculo foi realizado considerando apenas duas combinações de acções, sendo apresentados apenas os resultados correspondentes à combinação 1, por se tratar da situação mais gravosa para a estrutura, e neste tipo de modelo não é possível analisar o efeito desequilibrado resultante de termos uma comporta fechada e outra aberta. Na Fig. 4.26 estão representadas as acções correspondentes à combinação 1.

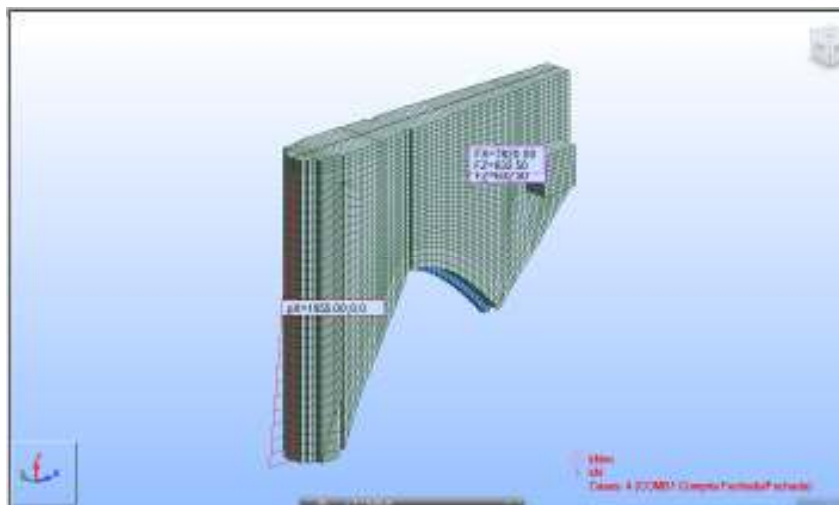


Fig. 4.26 – Combinação de acções 1

Na Fig. 4.27 apresenta-se a deformada onde se pode ver a forte contribuição do peso próprio que comprime a estrutura, o funcionamento em consola da zona de jusante do pilar resultante da acção do peso próprio e da carga horizontal correspondente à pressão hidrostática que actua nas comportas e ainda uma rotação longitudinal, em torno do eixo dos yy, que resulta do facto de a estrutura estar encastrada na base e fortemente solicitada ao nível das estruturas de apoio das comportas. O encastramento simula, de uma forma adequada, a contribuição que o paramento da barragem confere à estrutura do pilar, uma vez que a inércia da parede da barragem é muito superior à inércia do pilar.

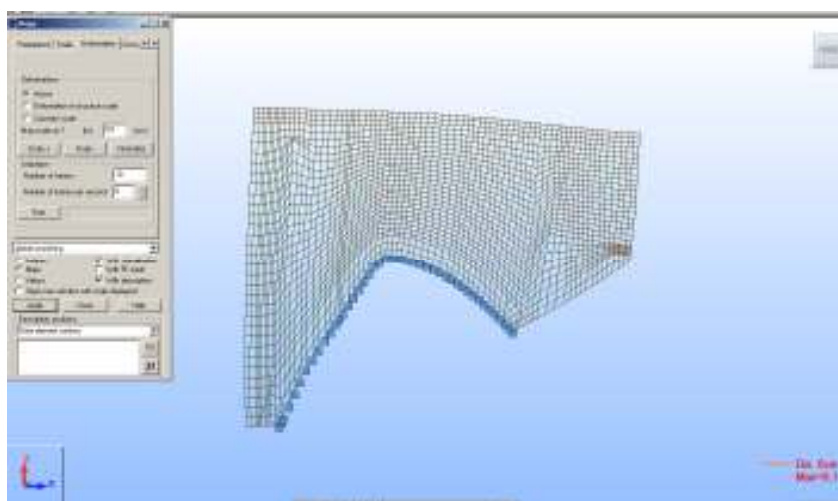


Fig. 4.27 – Deformada – combinação 1

Relativamente à análise de esforços, foram retiradas as tensões segundo a direcção x e segundo a direcção z . Na Fig. 4.28, verifica-se que, segundo a direcção x , existe uma concentração de tensões de tracção na zona a montante do ponto de aplicação das cargas da comporta, verificando-se uma degradação dessas tensões para montante e para o coroamento. Na zona de jusante do munhão, verificam-se valores baixos de tensões de compressão, assim como na zona de montante do pilar sendo a concentração de tensões de compressão maior na zona adjacente à base.

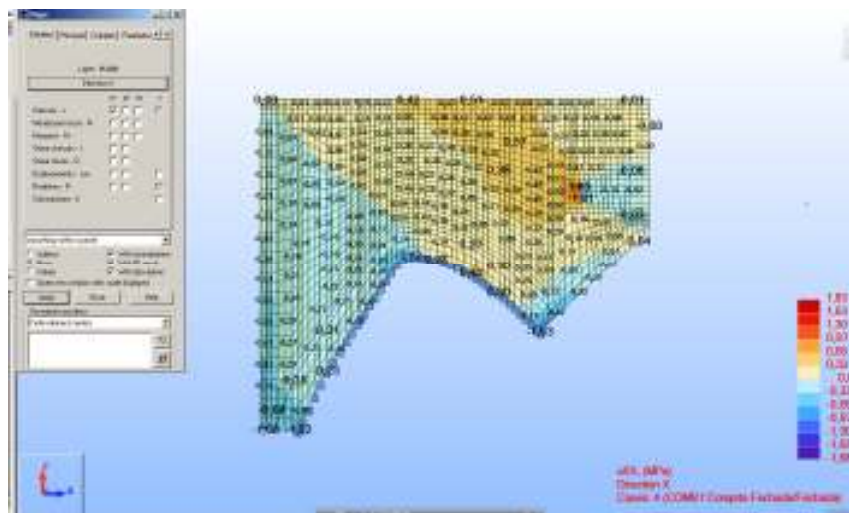


Fig. 4.28 – Tensões segundo a direcção x

Relativamente às tensões segundo a direcção z , verifica-se que a secção está praticamente toda comprimida, o que resulta da acção preponderante do peso próprio da estrutura. Verificam-se ligeiras tracções na zona de jusante do munhão uma vez que se trata de estruturas em consola.

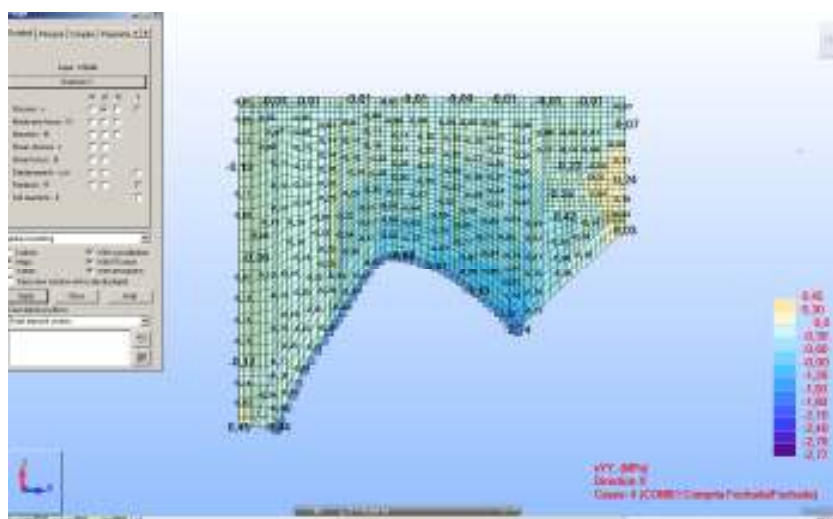


Fig. 4.29 – Tensões segundo a direcção z

4.5.2.3. Dimensionamento de armadura

Após a análise dos resultados procedeu-se ao dimensionamento das armaduras necessárias para resistir aos esforços de tracção. O dimensionamento baseia-se nos mapas de tensões obtidos e foram dimensionadas as armaduras para quatro níveis de tensão no aço, 150, 200, 250 e 300 MPa. O dimensionamento de armaduras foi realizado em zonas singulares da estrutura tendo em consideração as tensões segundo as direcções x e z. Para tal foram retirados mapas de tensões do programa de cálculo e em seguida foi determinada, de uma forma aproximada, uma área equivalente para que se pudesse determinar um esforço de tracção equivalente para o qual foi dimensionada a área de aço necessária. A distribuição da armadura faz-se, em seguida pela área considerada, tendo como referencia a zona onde o esforço de tracção é máximo.

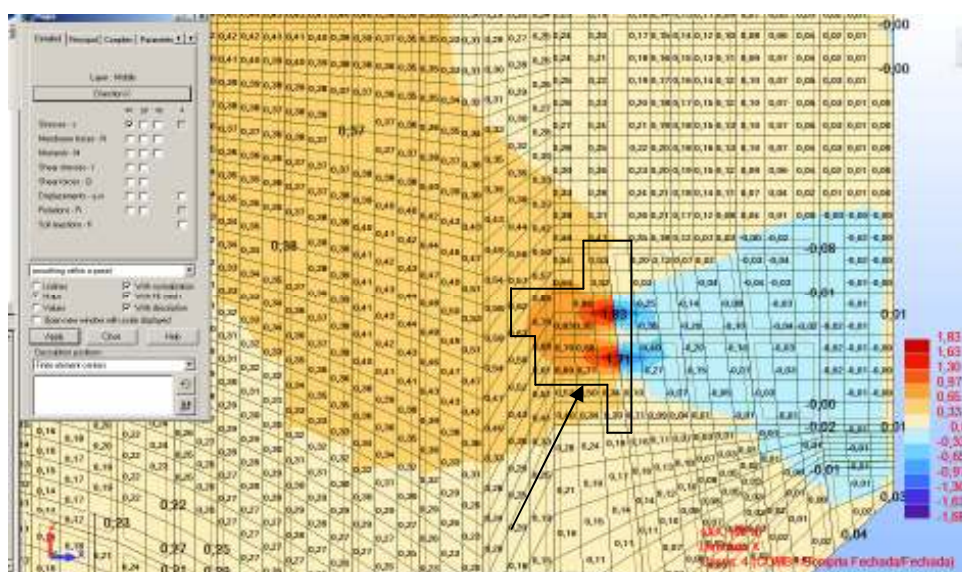


Fig. 4.30 Tensões xx – Corte pelo eixo horizontal

O dimensionamento de armaduras segundo a direcção x foi efectuado recorrendo a um diagrama de tensões simplificado, tendo-se determinado a resultante a partir da área deste diagrama. Tal como se representa no mapa de tensões acima, foi considerada a zona onde as tensões atingem o seu valor máximo tendo-se chegado ao diagrama simplificado representado no mapa de tensões e na Fig. 4.31. Assim a força resultante obtida por integração deste diagrama, considerando espessura de um metro, obtém-se pela seguinte expressão:

$$F_R = (0,341 \times 1 + 1,71 \times 1 + 1,83 \times 1 + 0,53 \times 1) \times 1000 = 4410 \text{ kN}$$

$$A_s = F_R / f_y$$

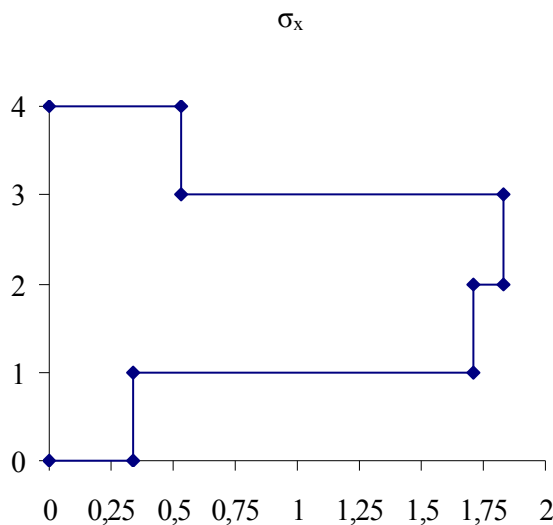


Fig. 4.31 Diagrama de Tensões x

Quadro 4.4 Cálculo de armaduras

F_R (kN) =		4410
f_y (MPa)	A_s (cm ²)	Armadura
150	294,00	9 x Φ 25 af. 0,15
200	220,50	7 x Φ 25 af. 0,15
250	176,40	6 x Φ 25 af. 0,15
300	147,00	4 x Φ 25 af. 0,15

No quadro apresentado foi determinada a área de armadura necessária para diferentes níveis de tensão no aço, ou seja, se inserirmos 9 camadas de armadura distribuídas pelos cerca de 4 metros de largura da secção teríamos níveis de tensão no aço de cerca de 150 MPa.

Relativamente às armaduras segundo a direcção z verifica-se, na Fig. 4.29 que a secção está praticamente toda comprimida. Portanto, não será efectuado o dimensionamento de armaduras. No entanto, será de prever a introdução de armaduras mínimas e de armadura construtiva.

4.6. MODELOS DE VOLUME

4.6.1. MODELOS DE VOLUME SIMPLES

Foram realizados três modelos de elementos finitos recorrendo ao programa de cálculo Robot, todos com a mesma geometria, que consiste num paralelepípedo ao qual foram acrescentadas as estruturas de apoio dos munhões. Os modelos têm 30 m de comprimento, 10 m de altura e 6 m de largura. As estruturas de apoio dos munhões têm 3 m de altura, 3 m de largura e 2.5 m de espessura. A geometria dos modelos está representada na Fig. 4.32.

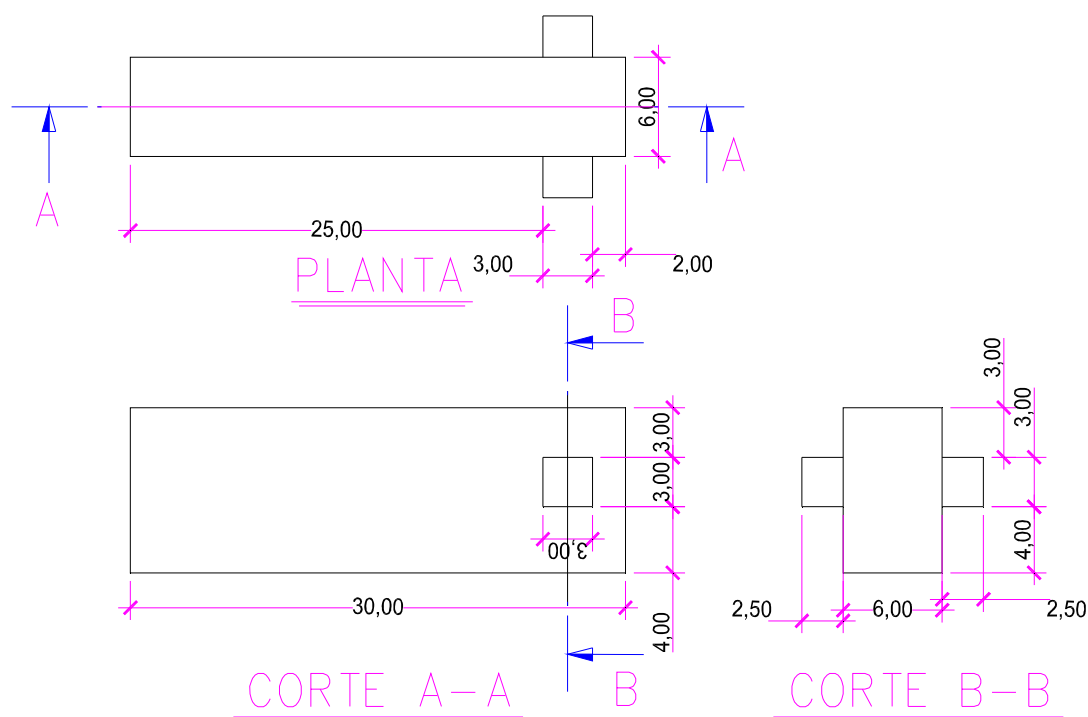


Fig. 4.32 – Geometria dos modelos simplificados de elementos finitos

As condições de apoio e acções consideradas são as mesmas para todos os modelos, uma vez que o objectivo é aferir qual a dimensão ideal para a malha de elementos finitos a considerar na modelação do modelo complexo e representativo da estrutura real. Tendo em conta este objectivo, mantendo a geometria, foram consideradas as seguintes dimensões para a malha de elementos finitos:

4.6.1.1. Elementos de volume de 8 nós $1,00 \times 1,00 \times 1,00 \text{ m}^3$

4.6.1.1.1. Geometria

O modelo de elementos finitos é constituído por 2483 nós, encontra-se encastrado na base e foi solicitado pelas acções referidas em 4.2. A estrutura foi discretizada por uma malha de elementos finitos regular, uniforme constituída por elementos de oito nós com 1,00 m de lado, estando representada na Fig. 4.33.

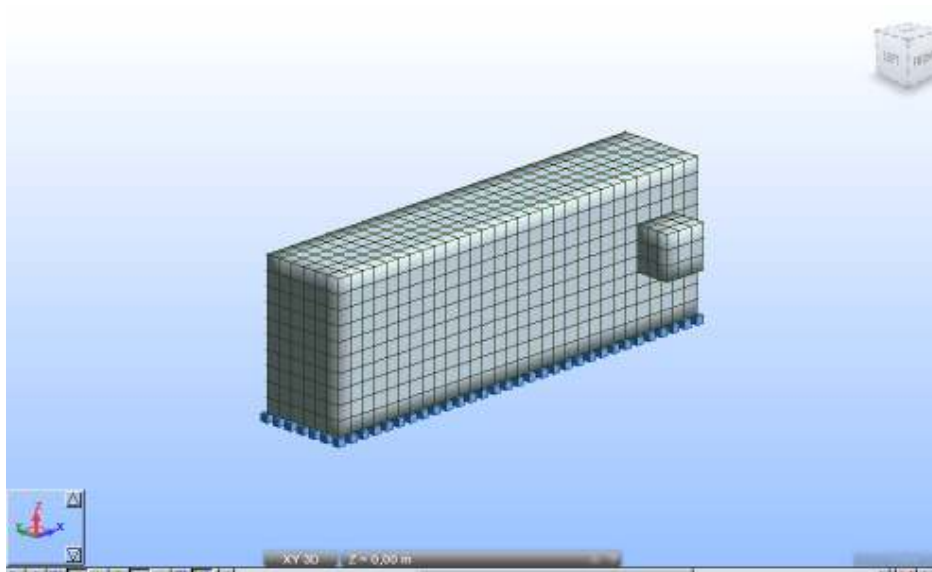


Fig. 4.33 – Malha de elementos finitos 1,00 x 1,00 – SW

4.6.1.1.2. Resultados

Os resultados apresentados referem-se à combinação de acções 1, correspondente à situação de estarem as duas comportas fechadas. As tensões segundo a direcção xx estão representadas na Fig. 4.34 onde se verifica uma concentração de tensões de tracção na face do pilar, na zona de ligação da estrutura de apoio do munhão da comporta ao pilar. A zona de apoio do munhão está fortemente comprimida.

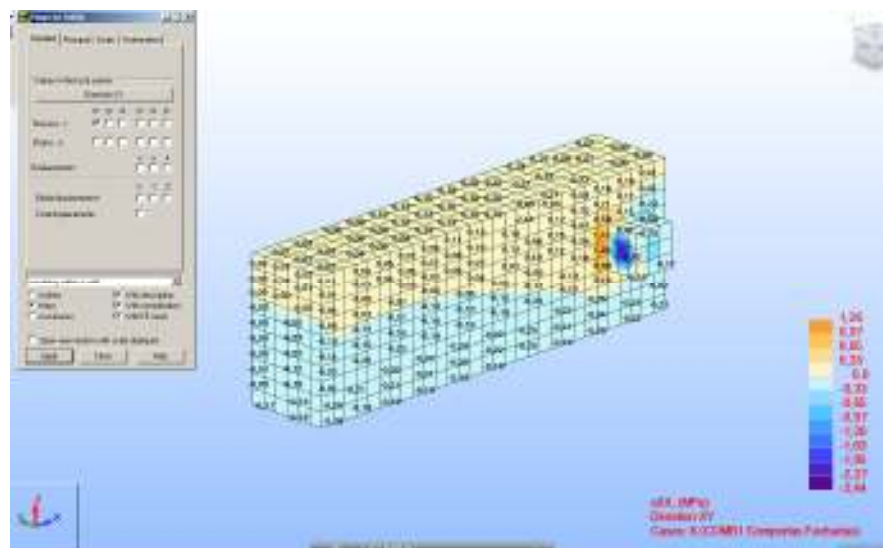


Fig. 4.34 – Modelo 1,00 x 1,00 – Tensões xx

Quanto às tensões segundo a direcção y verifica-se que a face da estrutura de apoio do munhão adjacente à zona de ligação da estrutura de apoio do munhão ao pilar, está fortemente traccionada, surgindo compressões na extremidade oposta.

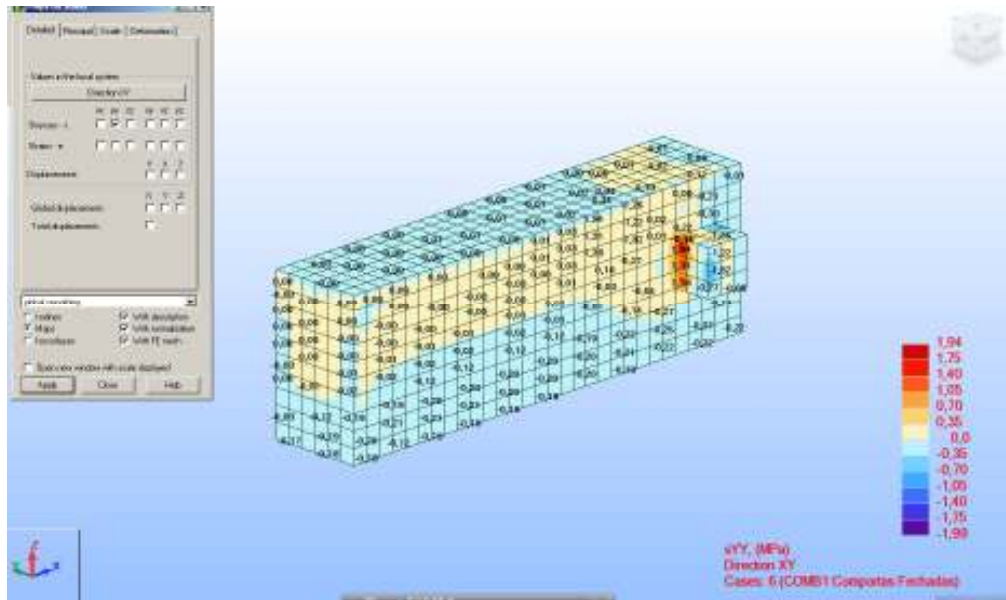


Fig. 4.35 – Modelo 1,00 x 1,00 – Tensões yy

O peso próprio da estrutura condiciona a distribuição das tensões segundo a direcção z verificando-se que a estrutura de apoio do munhão está traccionada na zona exterior, funcionando como uma consola.

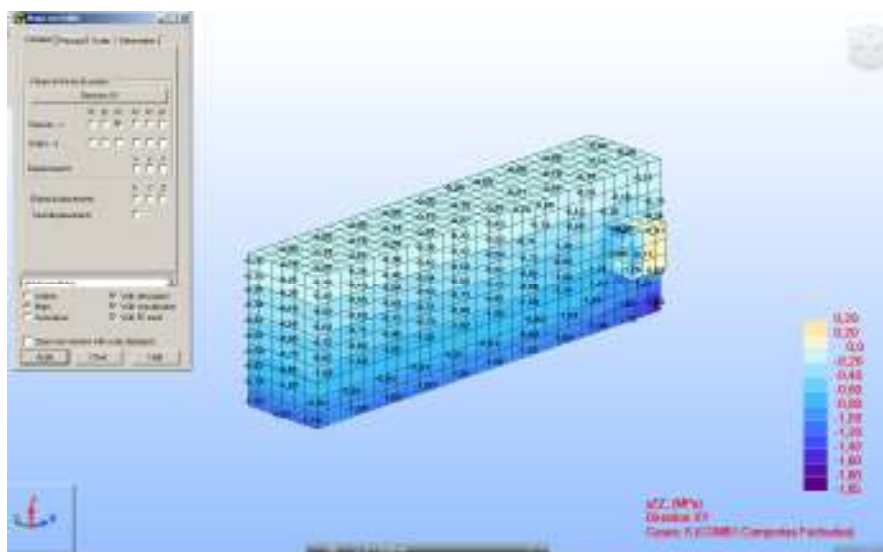


Fig. 4.36 – Modelo 1,00 x 1,00 – Tensões zz

4.6.1.2. Elementos de volume de 8 nós $0.50 \times 0.50 \times 0.50 \text{ m}^3$

4.6.1.2.1. Geometria

O modelo de elementos finitos é constituído por 17245 nós, encontra-se encastrado na base e foi solicitado pelas acções referidas em 4.2. A estrutura foi discretizada por uma malha de elementos finitos regular, uniforme constituída por elementos de oito nós com 0,50 m de lado, estando representada na Fig. 4.37.

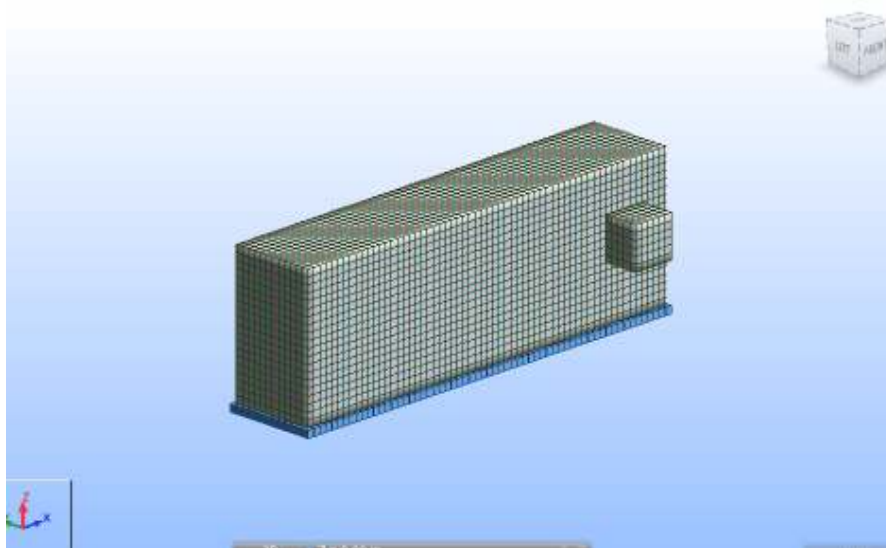


Fig. 4.37 – Malha de elementos finitos 0,50 x 0,50 – SW

4.6.1.2.2. Resultados

A distribuição das tensões segundo a direcção x é muito semelhante ao caso do modelo 1,00x1,00, verificando-se uma concentração de tracções na face do pilar na zona adjacente à ligação da estrutura de apoio da comporta. Na zona de apoio do munhão, onde estão aplicadas as cargas, verificam-se tensões de compressão.

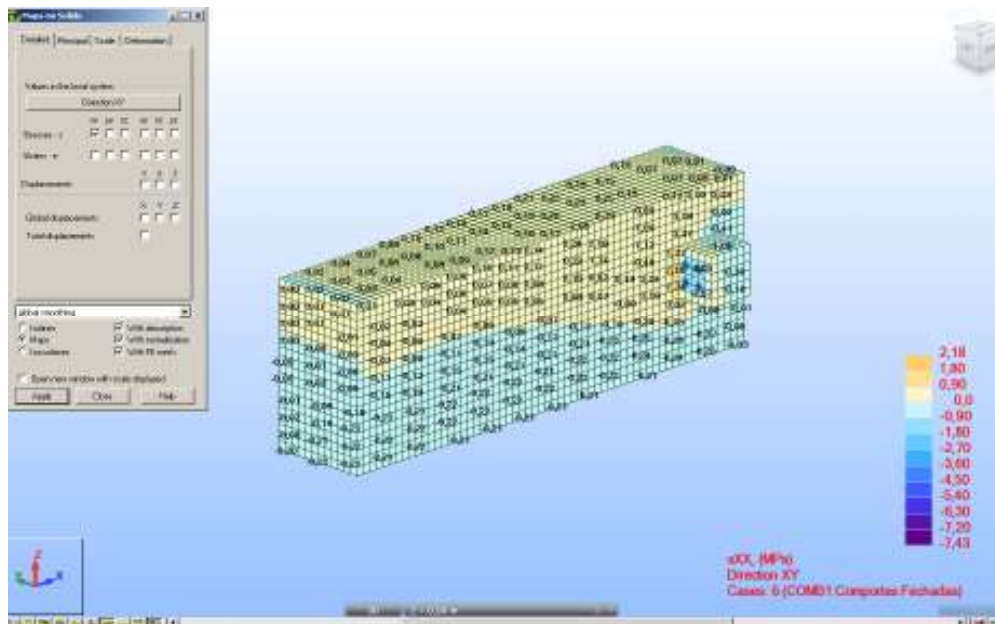


Fig. 4.38 – Modelo 0,50 x 0,50 – Tensões xx

Também segundo a direcção y verifica-se que a distribuição de tensões é semelhante ao modelo anterior existindo uma concentração de esforços de tracção na estrutura de apoio do munhão, na zona mais próxima do pilar.

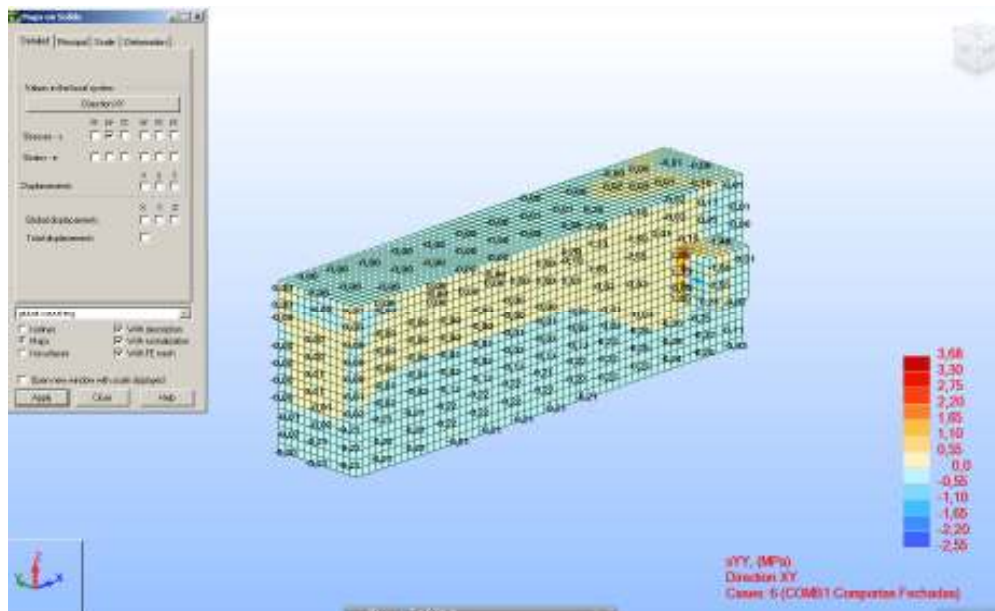


Fig. 4.39 – Modelo 0,50 x 0,50 – Tensões yy

Relativamente à distribuição de tensões segundo a direcção z verifica-se que quase toda a estrutura está comprimida excepto a zona extrema da estrutura de apoio do munhão da comporta, que se encontra traccionada, tal como no modelo anterior.

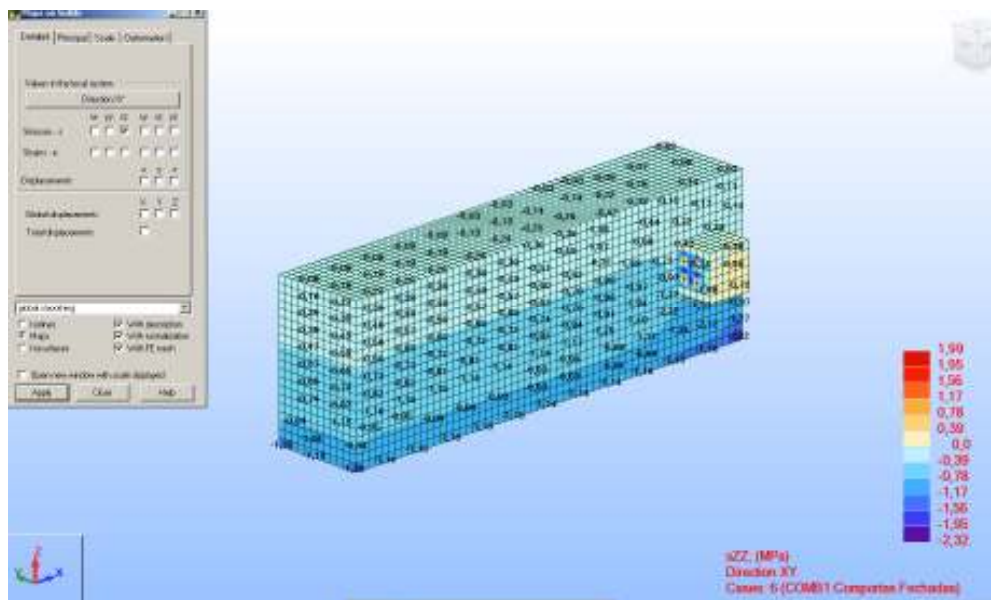


Fig. 4.40 – Modelo 0,50 x 0,50 – Tensões zz

4.6.1.3. Elementos de volume de 8 nós 0,25 x 0,25 x 0,25 m³

4.6.1.3.1. Geometria

O modelo de elementos finitos é constituído por 40218 nós, encontra-se encastrado na base e foi solicitado pelas acções referidas em 4.2. A discretização da estrutura em elementos finitos foi efectuada recorrendo a elementos com 1,00 m de lado e 0,25 m de lado, uma vez que a adopção de uma malha regular e uniforme com 0,25 m de lado resulta num modelo com um número muito elevado de nós, tornando-se num modelo muito pesado e extremamente exigente em termos de recursos informáticos.

Foi então adoptada uma malha constituída por elementos de 0,25 m de lado, na zona dos munhões e numa faixa de envolvente de 1,00 m ($3,00 \leq z \leq 8,00$) em altura, $2,00 \text{ m}$ ($23,00 \leq x \leq 30,00$) em largura e nos 6,00 m de espessura, enquanto a restante geometria foi modelada com elementos de 1,00 m de lado. A malha de elementos finitos considerada está representada na Fig. 4.41.

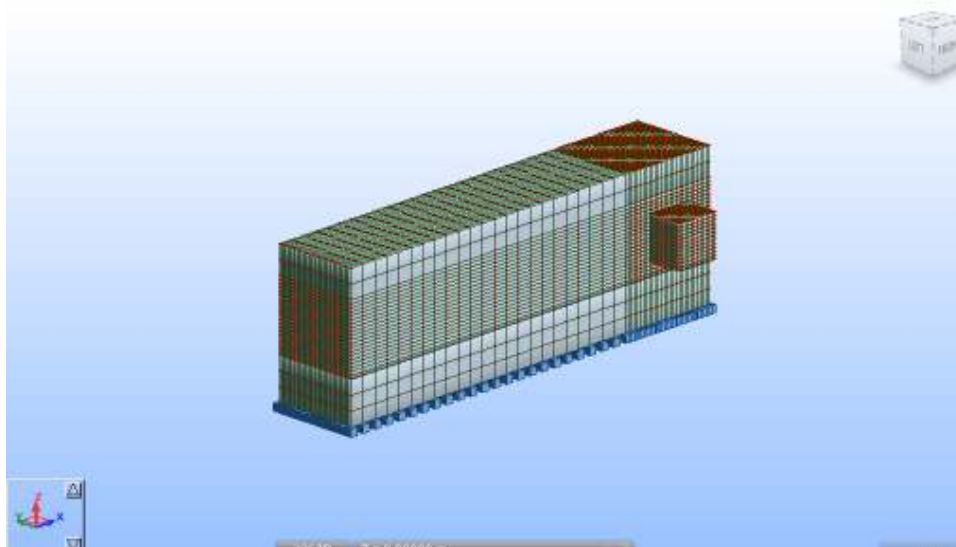


Fig. 4.41 – Malha de elementos finitos 0,25 x 0,25 – SW

4.6.1.3.2. Resultados

O refinamento da malha neste modelo conduziu a uma distribuição de tensões semelhante à dos dois modelos anteriores estando as tensões de tracção segundo x, mais significativas, concentradas na face do pilar, na zona de ligação à estrutura de apoio dos munhões.

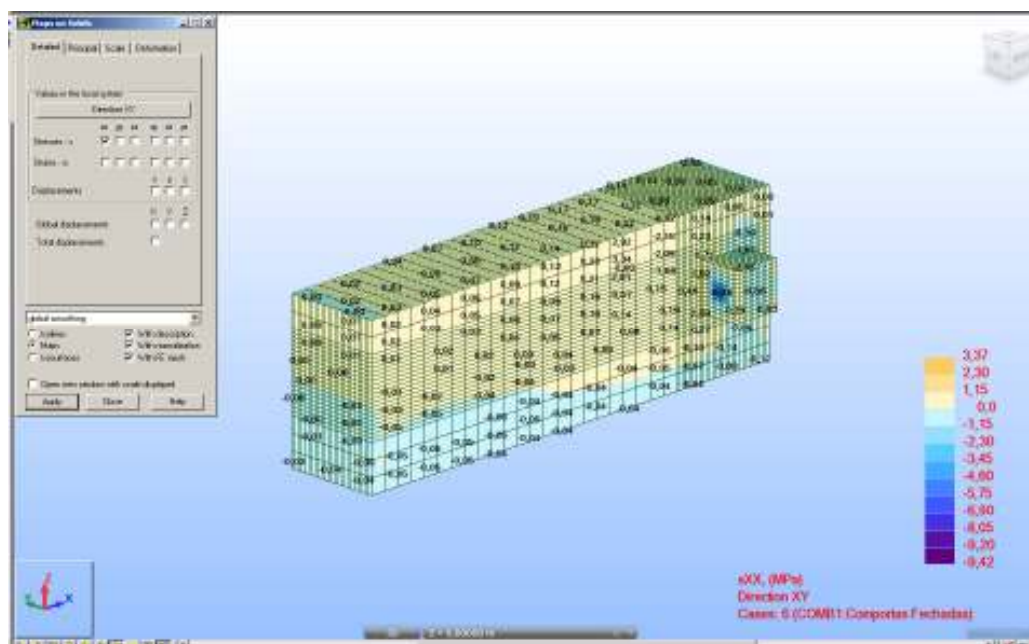


Fig. 4.42 – Modelo 0,25 x 0,25 – Tensões xx

Segundo a direcção y, a concentração de tensões de tracção ocorre na face da estrutura de apoio dos munhões, na zona adjacente ao pilar, também de acordo com os dois modelos anteriores.

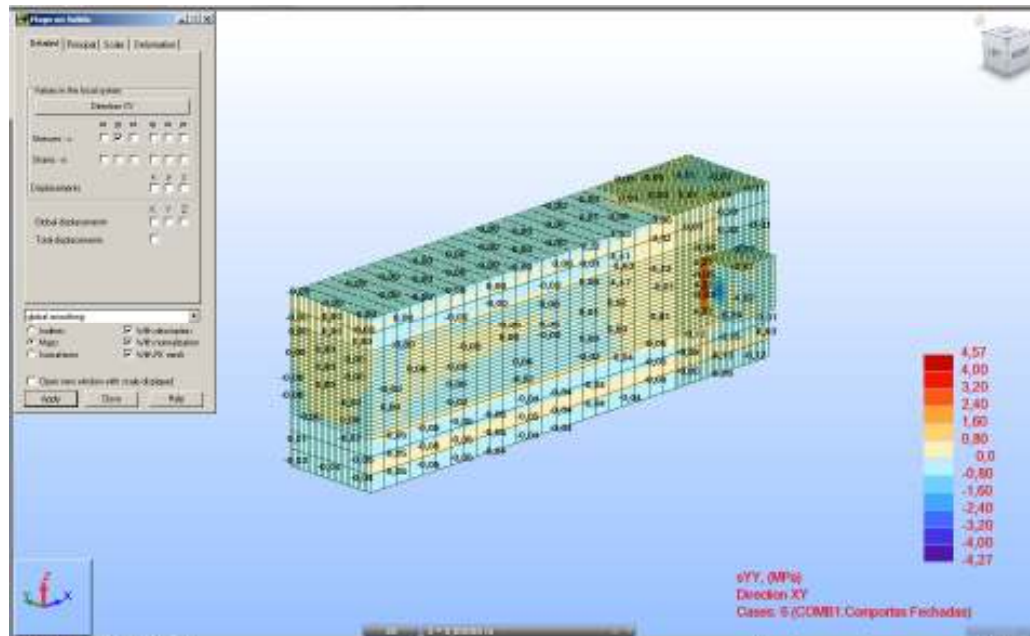


Fig. 4.43 – Modelo 0,25 x 0,25 – Tensões yy

As tensões de compressão segundo z verificam-se em quase toda a estrutura existindo tracções fracas na zona extrema da estrutura de apoio dos munhões, tal como nos modelos anteriores.

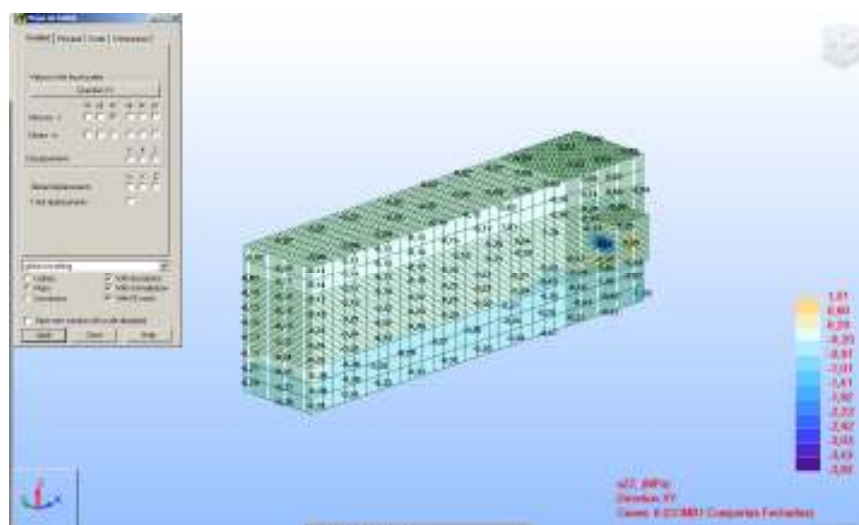


Fig. 4.44 – Modelo 0,25 x 0,25 – Tensões zz

4.6.2. VALIDAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O refinamento da malha de elementos finitos efectuado nos modelos simples pretende averiguar qual a malha mais adequada para discretizar este tipo de estruturas. Foram analisados e comparados os valores das tensões na zona de ligação da estrutura de apoio dos munhões das comportas de cada um dos modelos e foram também efectuados diagramas de tensões.

De facto quando se efectua o refinamento das malhas de elementos finitos verifica-se que os valores de pico são muito superiores aos valores obtidos pelo modelo com malha de 1,00 m, tal como se pode ver nas figuras 4.45, 4.46 e 4.47. No entanto, analisando também as figuras referidas, verifica-se também que esse valor de pico afecta uma área muito reduzida decaindo rapidamente à medida que nos afastamos do ponto de aplicação da carga tratando-se, portanto, de um fenómeno localizado não sendo relevante para o estudo em causa. Por outro lado no modelo com 1,00 m o valor máximo afecta uma área maior traduzindo de uma forma mais realista o funcionamento da secção em estudo.

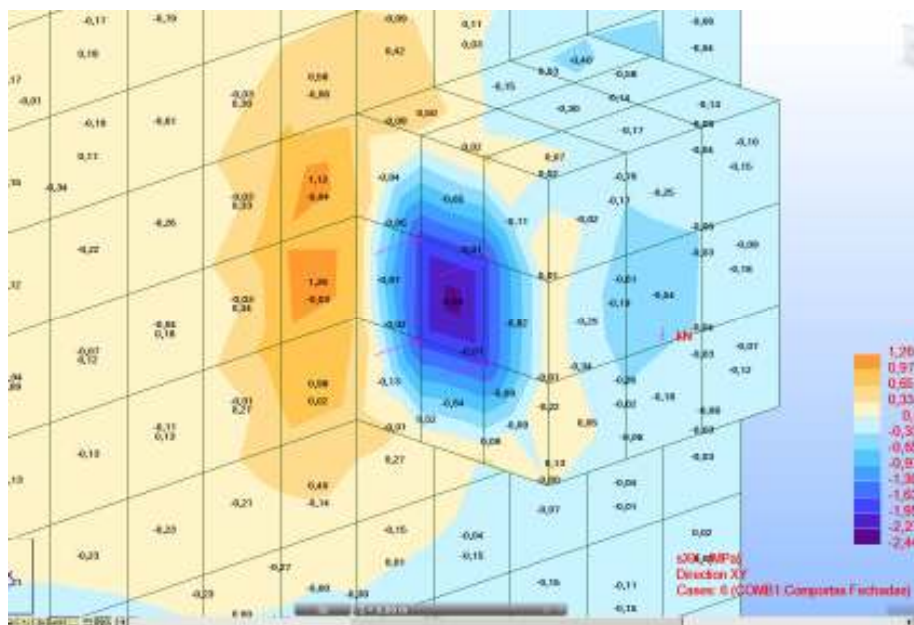


Fig. 4.45 – Modelo 1,00 x 1,00 – Tensões xx comporta direita

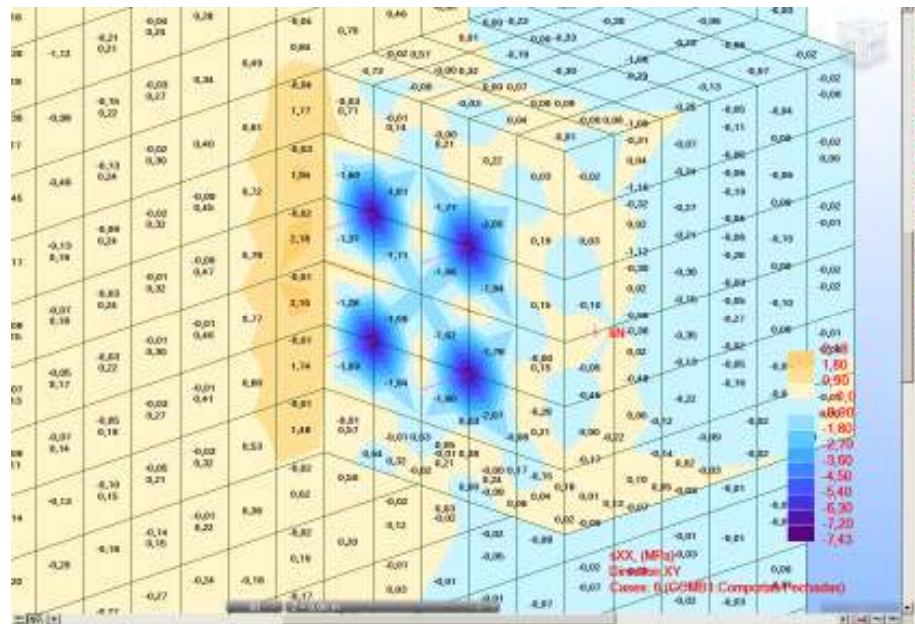


Fig. 4.46 – Modelo 0,50 x 0,50 – Tensões xx comporta direita

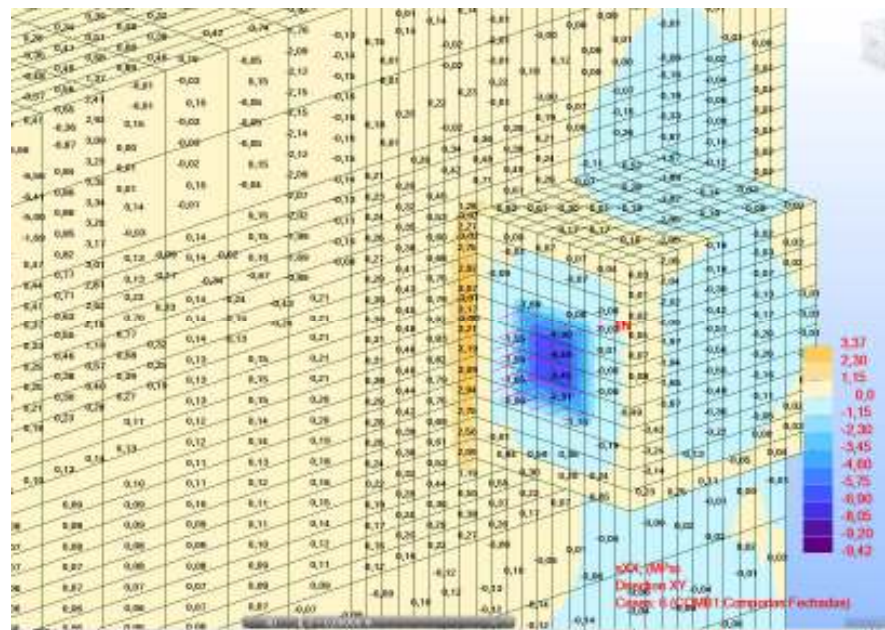


Fig. 4.47 – Modelo 0,25 x 0,25 – Tensões xx comporta direita

Da análise efectuada verifica-se o seguinte:

- A deformada é semelhante nos três modelos
- A distribuição de tensões é semelhante nos três modelos, verificando-se concentrações de tensões nas mesmas zonas
- Valores absolutos das tensões de pico, mais elevados, quanto mais refinada é a malha de elementos finitos, mas muito localizados sem relevância para o estudo em causa.

Tendo em conta os resultados obtidos nos modelos simplificados o modelo global será efectuado recorrendo a elementos de volume de 8 nós com 1,00 m de lado, que por um lado garantem o funcionamento estrutural semelhante ao obtido em modelos com malhas mais refinadas e por outro possibilitam a execução de modelos complexos com malhas regulares e com número de nós adequado, originando ficheiros de trabalho adaptados aos recursos informáticos existentes.

4.6.3. MODELO GLOBAL

4.6.3.1. Geometria

A discretização do modelo global foi executada recorrendo a elementos de volume de oito nós de 1,00 m de lado. Adoptou-se uma geometria simplificada que se aproxima à geometria do pilar PE3 da barragem do Baixo Sabor. O modelo tem 35,00 m de comprimento, 30,00 m de altura e espessura variável com o mínimo de 2,80 m e máximo de 5,80, aproximadamente. Tendo em conta a grande diferença de rigidez do pilar face ao corpo da barragem, considerou-se que a situação que melhor representa o funcionamento estrutural do conjunto é considerar a estrutura do pilar encastrada ao longo do desenvolvimento da crista do descarregador, uma vez que esta zona delimita o início do desenvolvimento do corpo da barragem. Na Fig. 4.48 está representada a geometria do pilar.

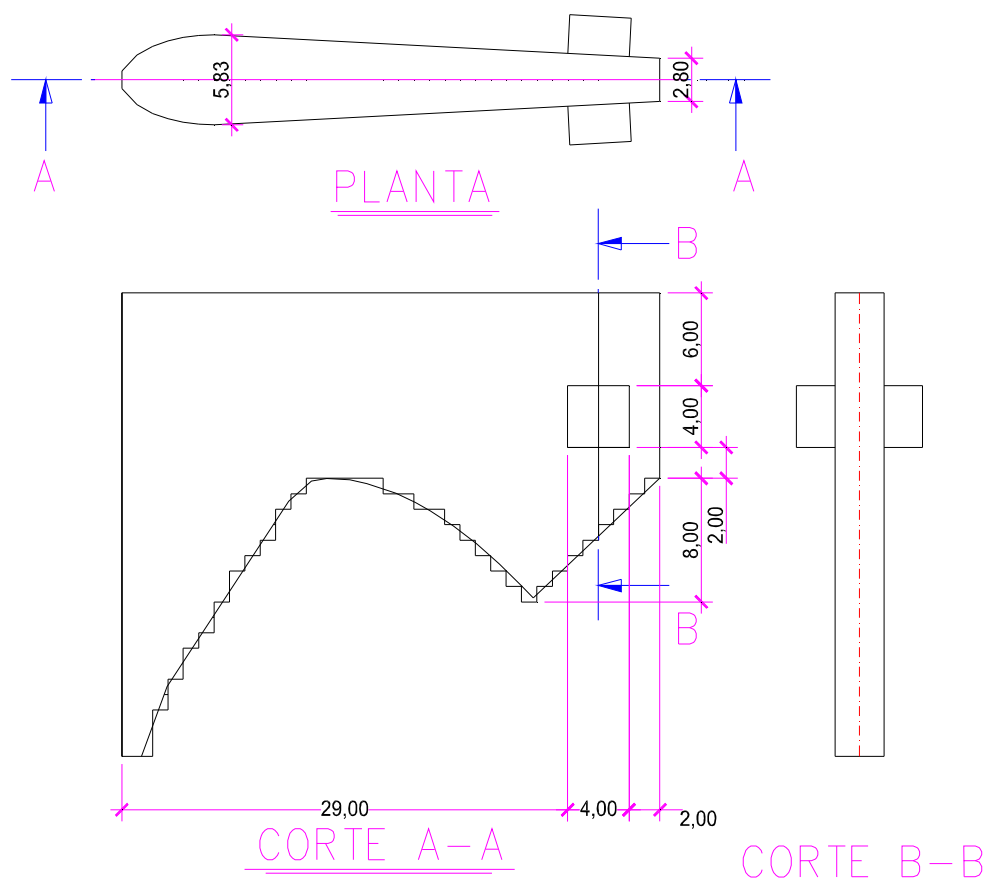


Fig. 4.48 – Geometria do modelo global de elementos finitos

De acordo com o que foi descrito previamente, o modelo de elementos finitos é constituído por 7588 nós, encontra-se encastrado na base e foi solicitado pelas acções referidas em 4.2.

Para gerar a malha de elementos finitos, foi necessário dividir a estrutura em painéis de um metro de lado que por sua vez deram origem a blocos verticais com divisões de um metro de altura, retirando toda a liberdade ao gerador de malhas do programa de cálculo Robot. Desta forma foi possível controlar a dimensão da malha, garantir as dimensões adequadas do modelo e obter um modelo bastante aproximado da estrutura real.

Inicialmente foi criado um modelo auxiliar em autocad que depois foi importado para o programa de cálculo Robot, tendo sido feita a restante modelação recorrendo às funções geométricas que o programa possui.

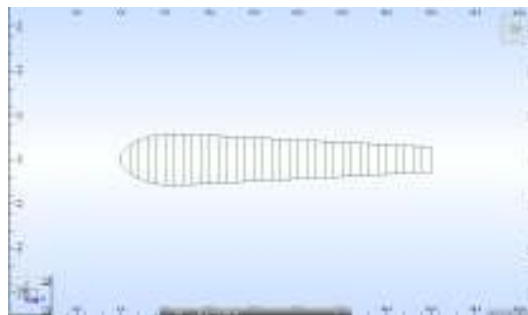


Fig. 4.49 – Geometria auxiliar

Seguidamente foram criados painéis que por sua vez foram usados para criar os sólidos que compõem o modelo global. Os painéis estão representados nas Figs 4.50 e 4.51 e os sólidos nas Figs 4.52 e 4.53.



Fig. 4.50 – Painéis

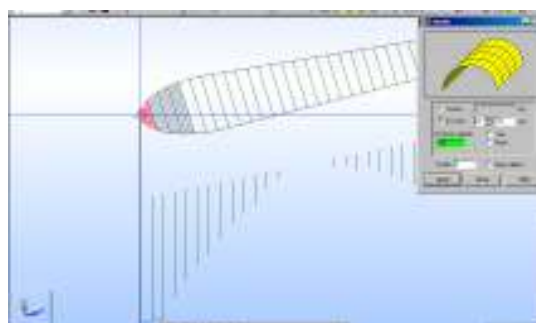


Fig. 4.51 – Painéis

Na criação dos sólidos foi necessário prever a dimensão da malha de elementos finitos que se pretendia criar portanto, os sólidos foram criados com divisões de um metro. Desta forma foi possível obter no final, uma malha de elementos finitos regular com uma geometria global bastante próxima da que se pretende executar em obra.

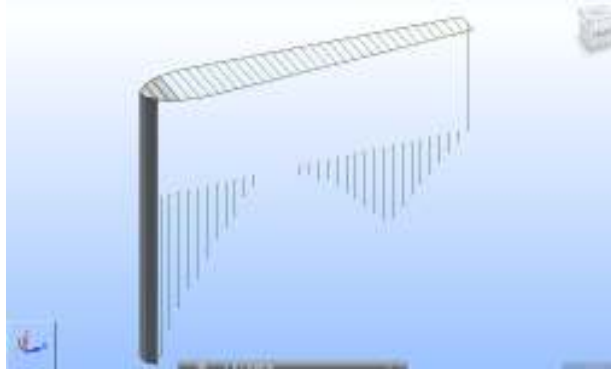


Fig. 4.52 – Sólidos

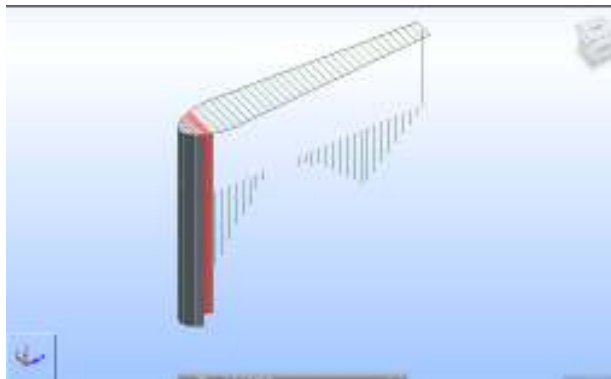


Fig. 4.53 – Sólidos

O processo descrito foi repetido para todos os painéis tendo-se obtido a estrutura final representada na Fig. 4.54.

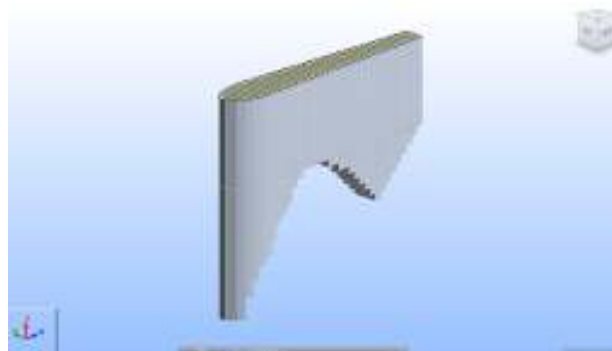


Fig. 4.54 – Modelo de sólidos

Em seguida, foi gerada a malha de elementos finitos, tendo-se utilizado elementos isoparamétricos de 8 nós.

A malha de elementos finitos inicial está representada na Fig. 4.55 e a partir deste modelo foram inseridos os munhões, usando o mesmo procedimento descrito para a criação dos elementos de volume. Desta forma obteve-se o modelo de elementos finitos final, representado na Fig. 4.56.

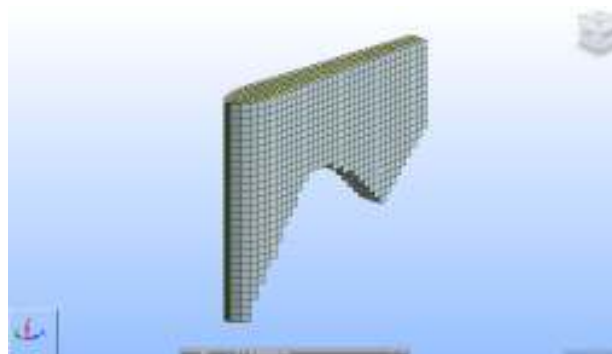


Fig. 4.55 – Malha de elementos finitos

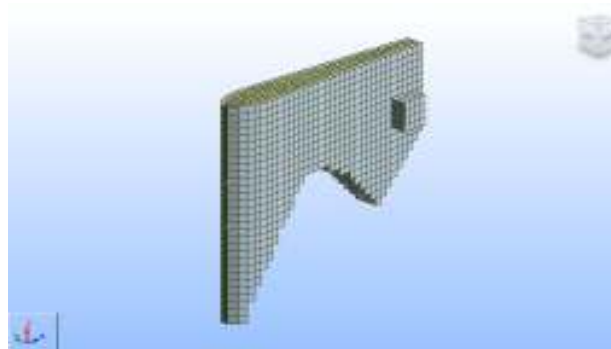


Fig. 4.56 – Modelo de elementos finitos final

Com este processo de modelação obtém-se um modelo constituído por diversos elementos separados, pelo que, em seguida, foi criado um sólido único no qual se aplicaram os aparelhos de apoio e as acções. O modelo final juntamente com os aparelhos de apoio está representado nas Figs 4.57 e 4.58.

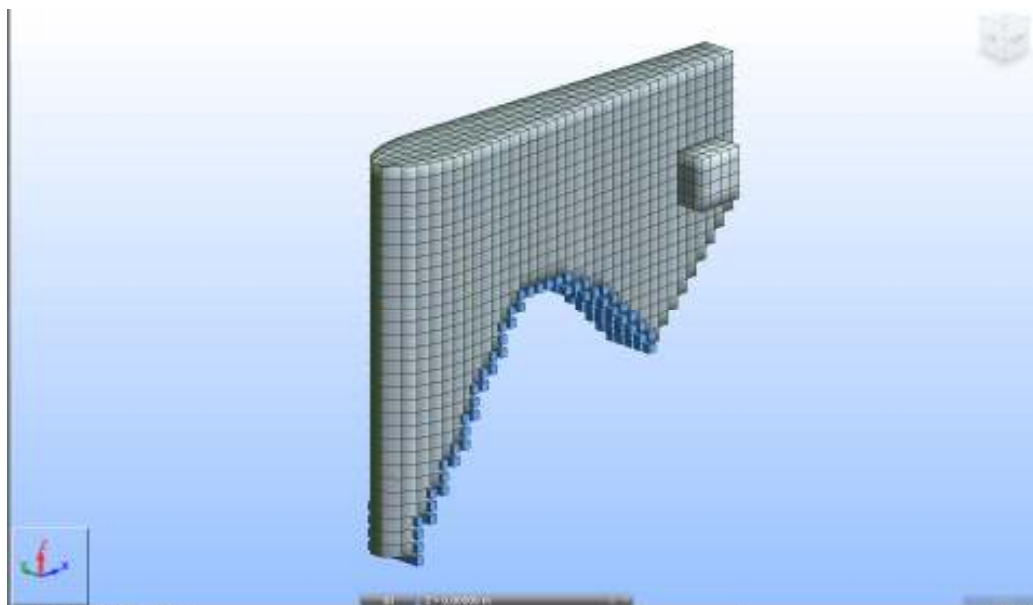


Fig. 4.57 – Malha de elementos finitos 1,00 x 1,00 – SW

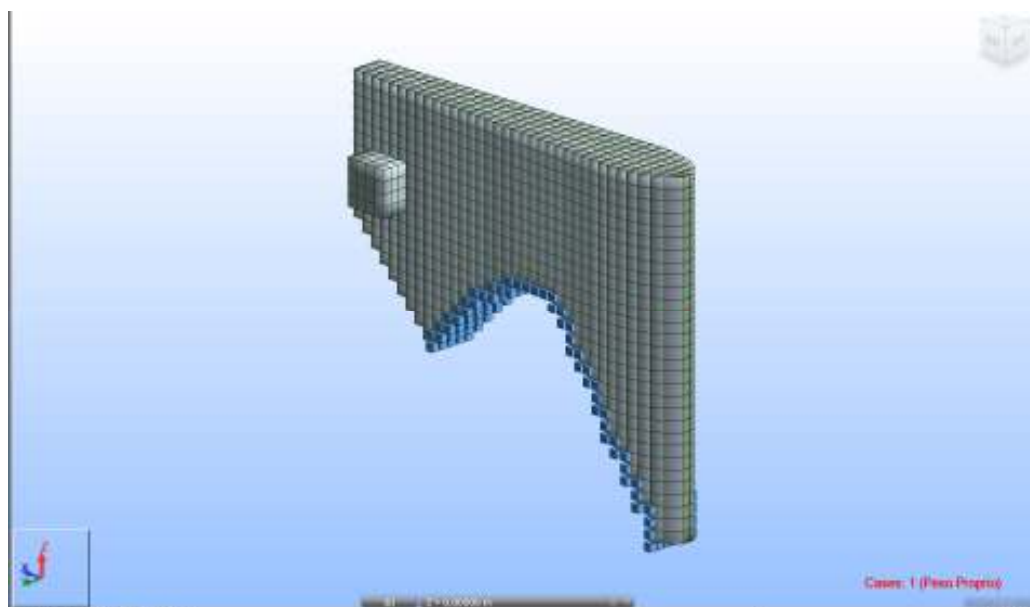


Fig. 4.58 – Malha de elementos finitos 1,00 x 1,00 – NW

4.6.3.2. Resultados

Tendo em conta as acções e as combinações previstas previamente, apresentam-se na Fig. 4.59 as acções introduzidas no modelo de cálculo para a combinação 1. Os valores representados já se encontram majorados.

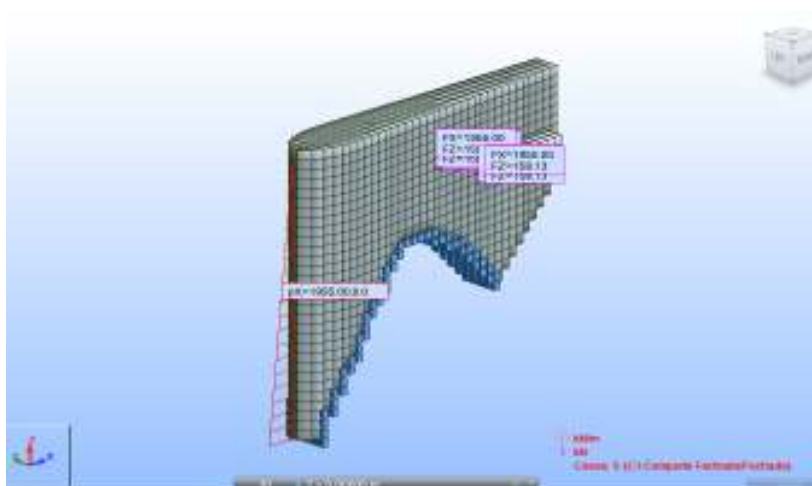


Fig. 4.59 Combinação 1

A deformada da estrutura quando as comportas estão ambas fechadas está representada na Fig. 4.60. Por um lado verifica-se que o peso próprio da estrutura tem uma grande influência na zona de jusante do pilar aproximando-se a um funcionamento em consola enquanto a pressão hidrostática que actua sobre a comporta provoca a deformação das estruturas de apoio, para jusante e ainda o esmagamento do betão, para o interior do pilar.

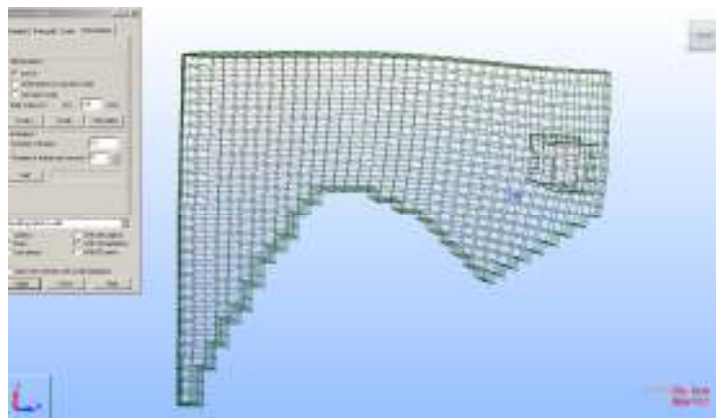


Fig. 4.60 Deformada

Relativamente aos mapas de tensões verifica-se que na direcção xx, tal como se apresentou no modelo de casca, existe uma concentração de tensões de tracção na zona de apoio da estrutura de suporte do munhão no pilar. Estas tensões de tracção degradam-se em direcção ao coroamento da barragem. Neste modelo verifica-se também que a face onde se apoia o munhão fica bastante comprimida existindo também esforços de compressão na zona de montante do pilar. Nas Figs 4.61, 4.62 e 4.63 apresenta-se a distribuição de tensões segundo a direcção xx. Em anexo, apresentam-se ainda alguns cortes que permitem detalhar melhor este esforço.

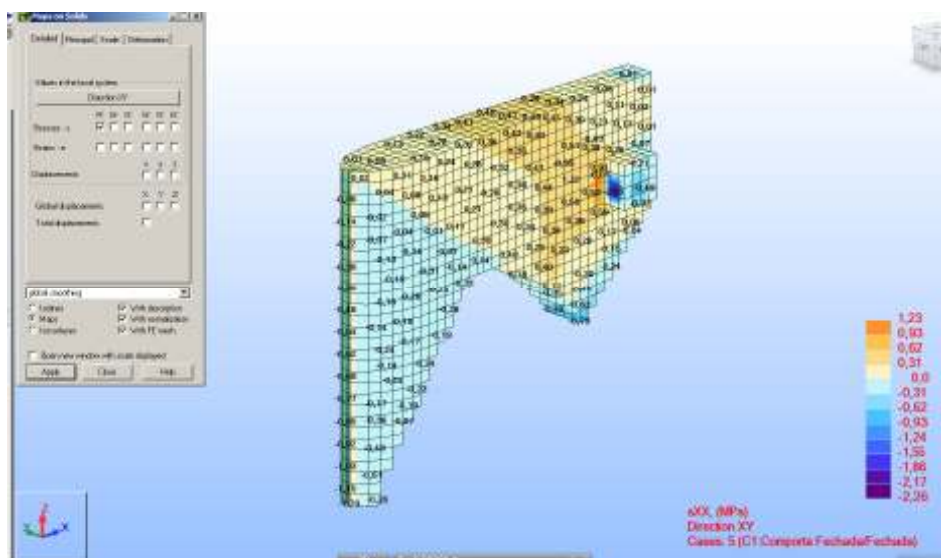


Fig. 4.61 Tensões xx - Perspectiva

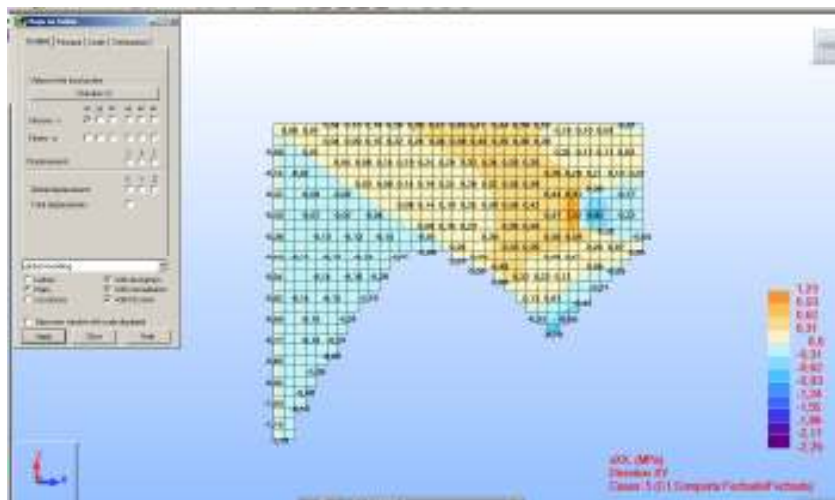


Fig. 4.62 Tensões xx – Vista Longitudinal

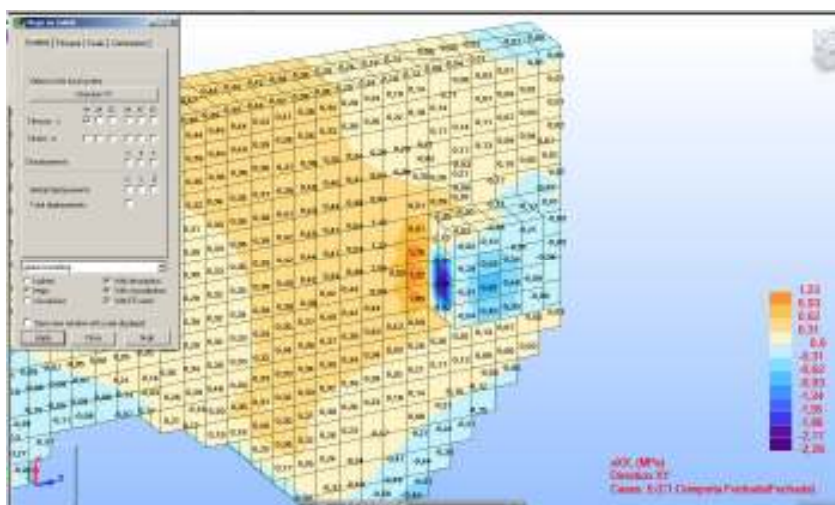


Fig. 4.63 Tensões xx – Pormenor da zona de apoio do munhão

Relativamente às tensões na direcção yy , verifica-se que a zona de montante do pilar se encontra comprimida, enquanto a zona de ligação da estrutura de apoio dos munhões ao pilar está traccionada. Esta distribuição de tensões está de acordo com o esperado tendo em conta a excentricidade da carga aplicada que resulta do apoio das comportas e que implica a introdução de armaduras transversais na estrutura de apoio das comportas. A distribuição de tensões apresenta-se nas Figs 4.64, 4.65 e 4.66.

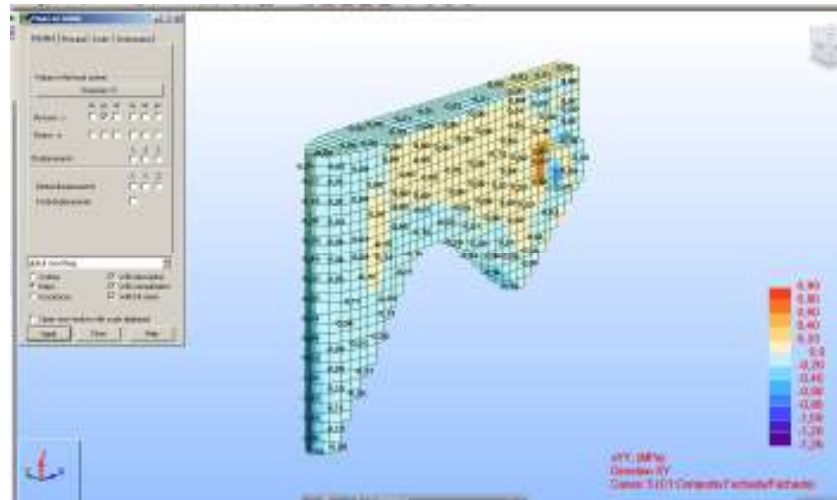


Fig. 4.64 Tensões yy - Perspectiva

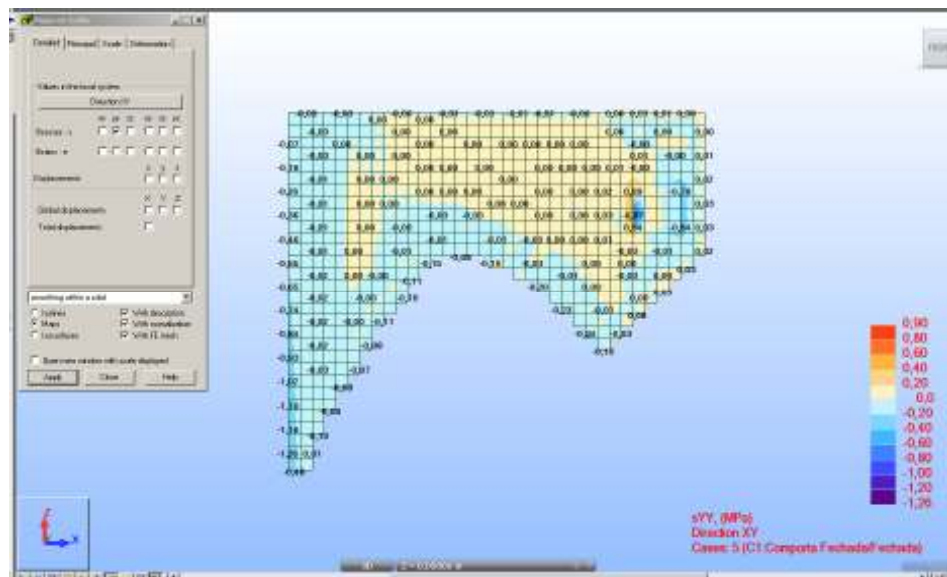
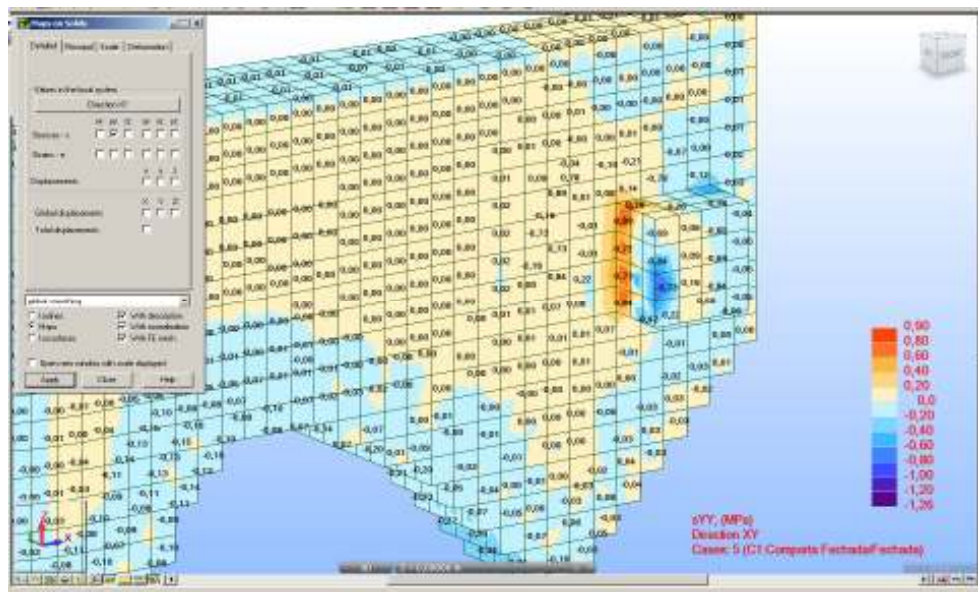
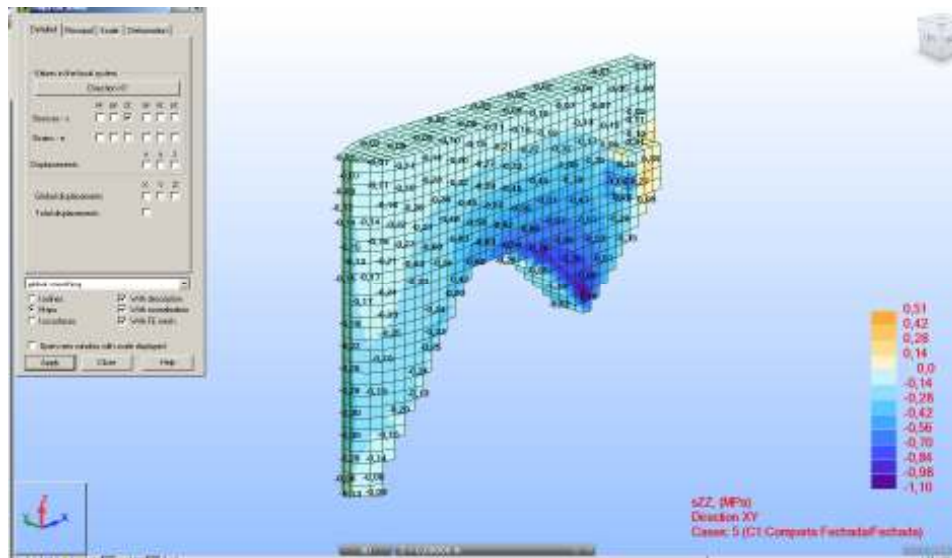


Fig. 4.65 Tensões yy – Vista Longitudinal

Fig. 4.66 Tensões σ_{yy} – Pormenor da zona de apoio do munhão

Relativamente às tensões segundo a direcção zz , dada a contribuição do peso próprio da estrutura verifica-se que praticamente todo o pilar está comprimido, excepto a zona de jusante e a zona exterior das estruturas de apoio dos munhões das comportas, que funcionam como consolas traccionadas na extremidade. Nas Figs 4.67, 4.68 e 4.69 podem ver-se os mapas de tensões segundo zz .

Fig. 4.67 Tensões σ_{zz} - Perspectiva

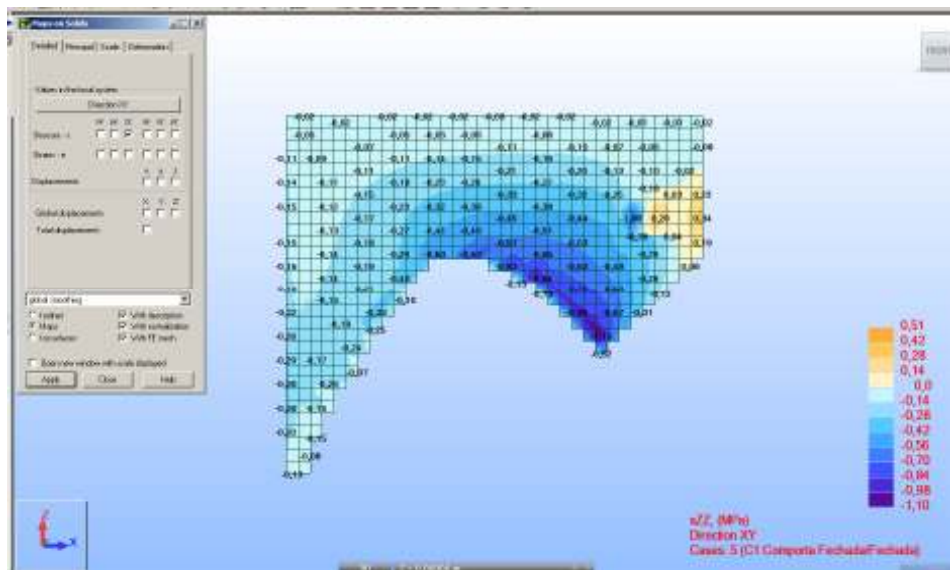


Fig. 4.68 Tensões zz – Vista longitudinal

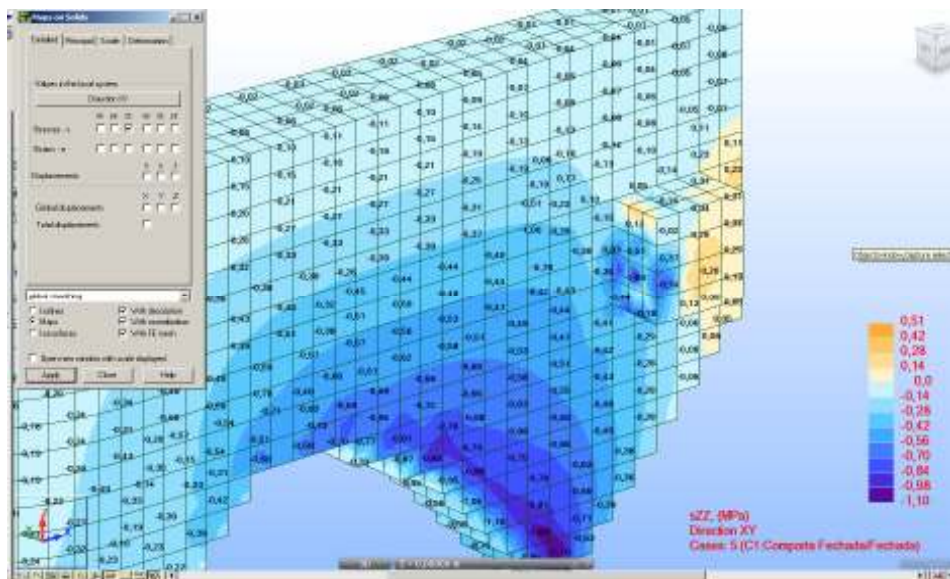


Fig. 4.69 Tensões zz – Pormenor da zona de apoio do munhão

No caso da combinação 2, estando uma das comportas abertas e a outra fechada, os esforços inseridos no modelo, majorados, estão representados na Fig. 4.70. Neste caso a comporta esquerda está fechada portanto a estrutura de apoio desta comporta foi solicitada pela pressão hidrostática enquanto do lado direito não foram aplicadas ações.

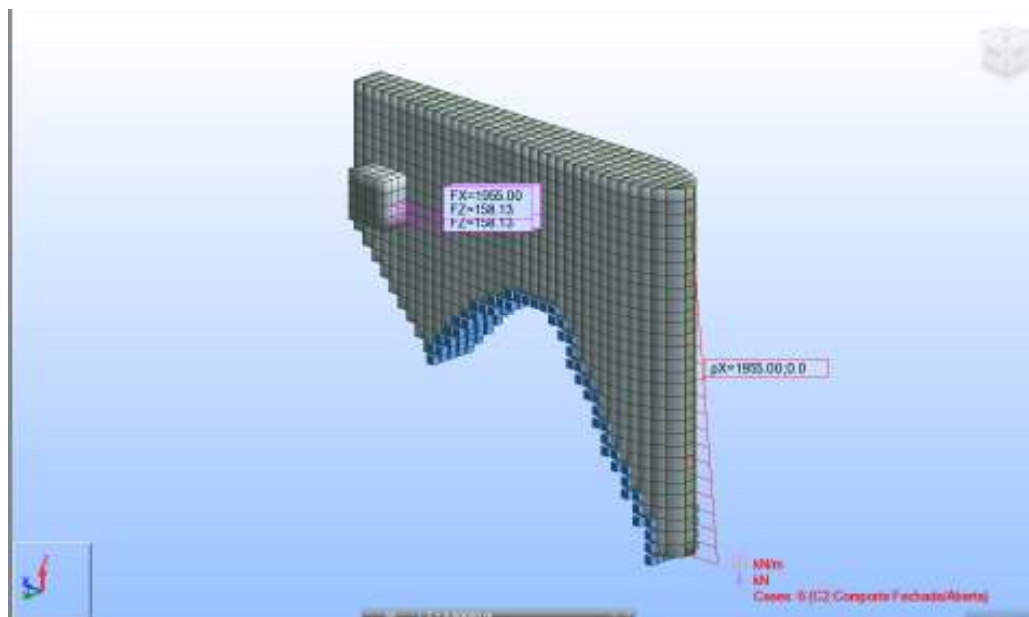


Fig. 4.70 Combinação 2

Como seria de esperar, a deformada revela que a estrutura fica submetida a um esforço de torção em torno do eixo dos zz, que resulta da acção desequilibrada da pressão hidrostática na comporta do lado esquerdo. Nas Figs. 4.71 e 4.72 é visível a torção do pilar. A acção do peso próprio confere também o funcionamento em consola da zona de jusante do pilar.

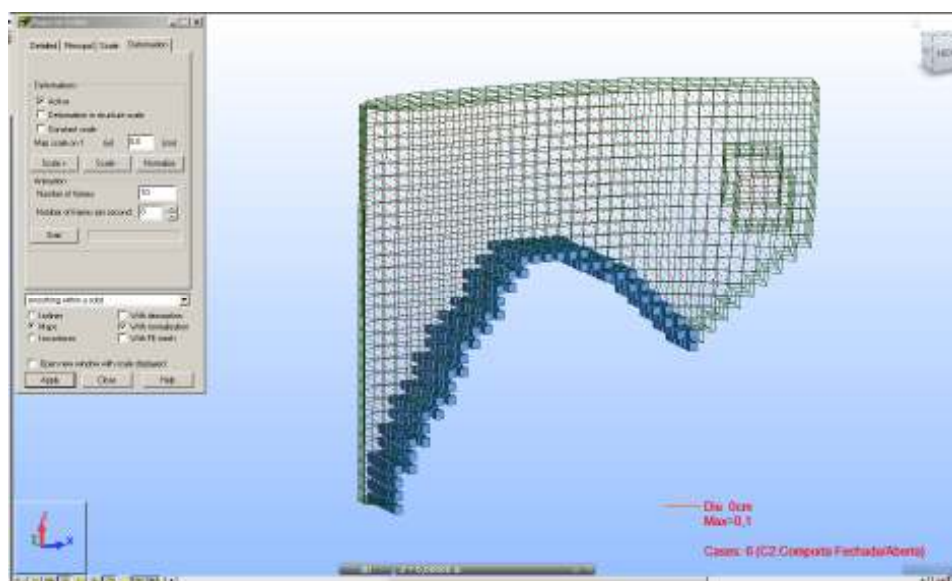


Fig. 4.71 Deformada – Vista longitudinal

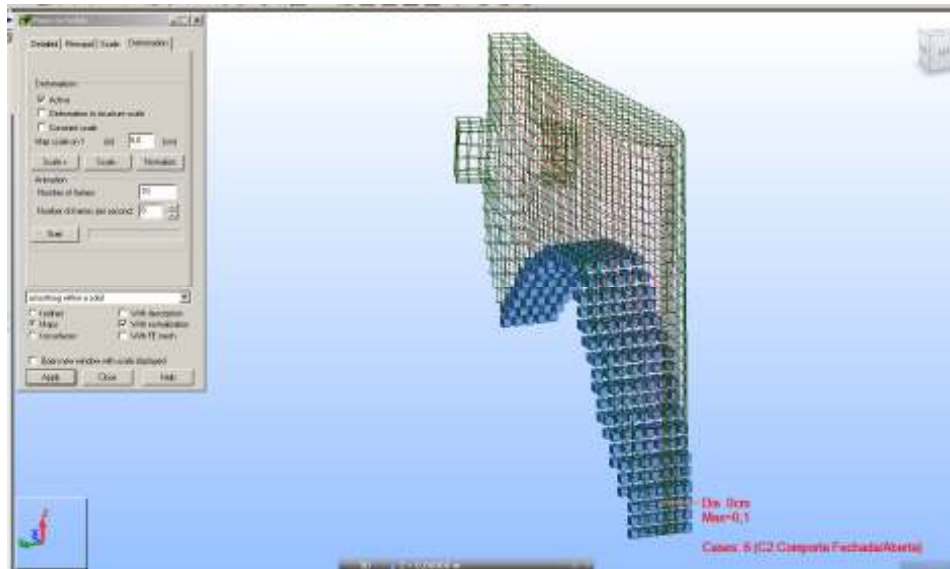


Fig. 4.72 Deformada – Vista de frente

Tendo em conta a deformada e as acções consideradas nesta combinação, as tensões segundo a direcção xx não são simétricas como na combinação 1. Verifica-se que no lado direito da estrutura as compressões distribuem-se na zona de montante do pilar, de jusante e também na parte superior da estrutura de apoio da comporta.

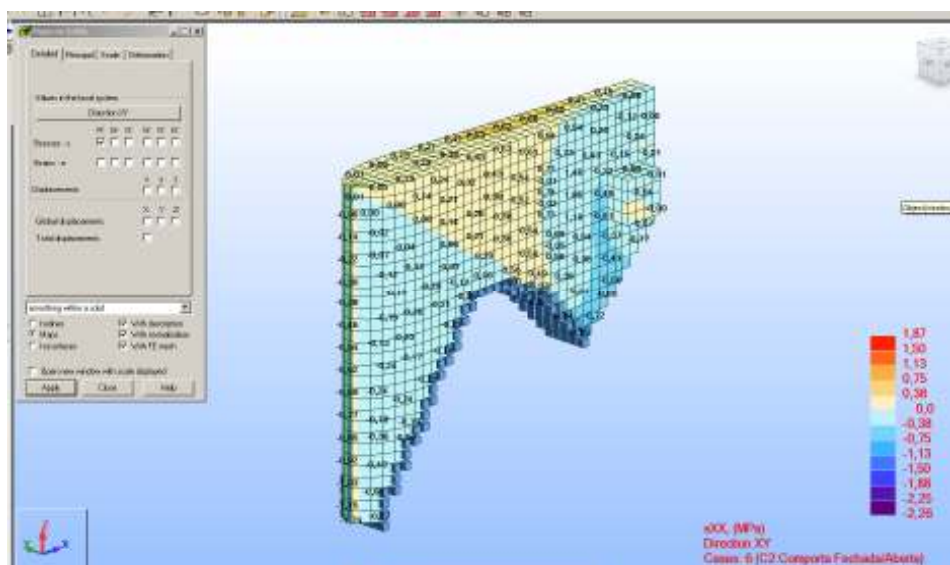


Fig. 4.73 Tensões xx – Perspectiva direita

Na face esquerda verifica-se uma grande concentração de tensões de tracção na zona de ligação da estrutura de apoio da comporta ao pilar. Estas tensões de tracção degradam-se para o coroamento da barragem. Em termos de compressões verifica-se que a zona de montante do pilar está também comprimida devido à acção do peso próprio.

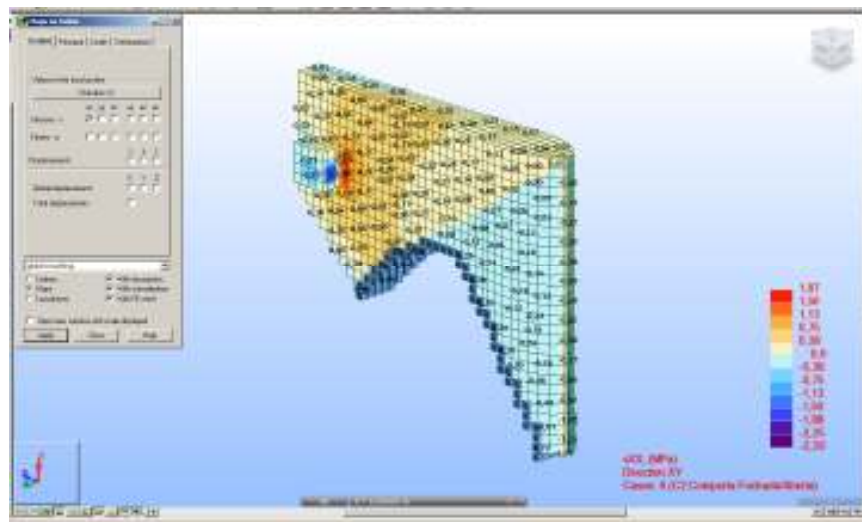


Fig. 4.74 Tensões xx – Perspectiva esquerda

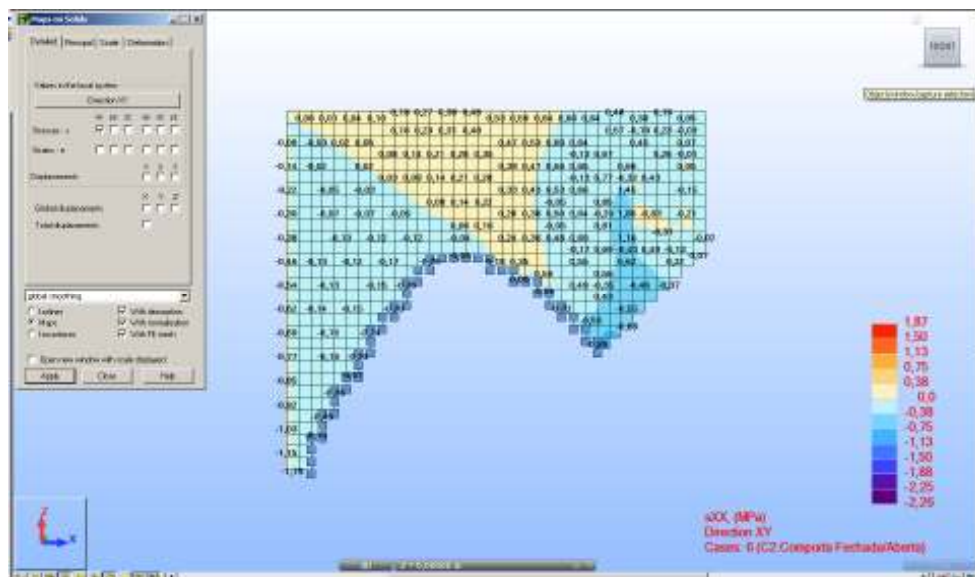


Fig. 4.75 Tensões xx – Vista longitudinal direita

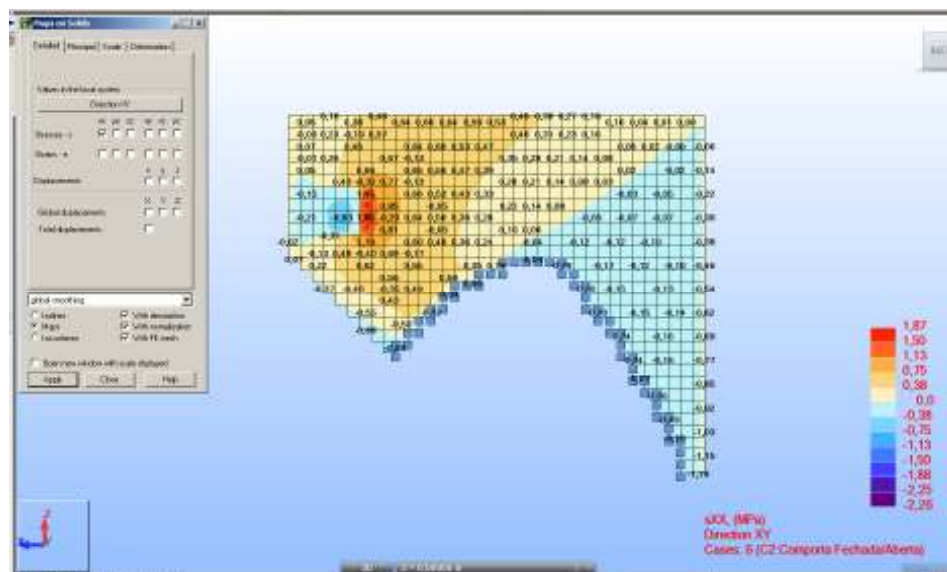


Fig. 4.76 Tensões xx – Vista longitudinal esquerda

A estrutura de apoio do munhão direito está praticamente toda comprimida, apresentando tracções baixas na face exterior funcionando como uma consola.

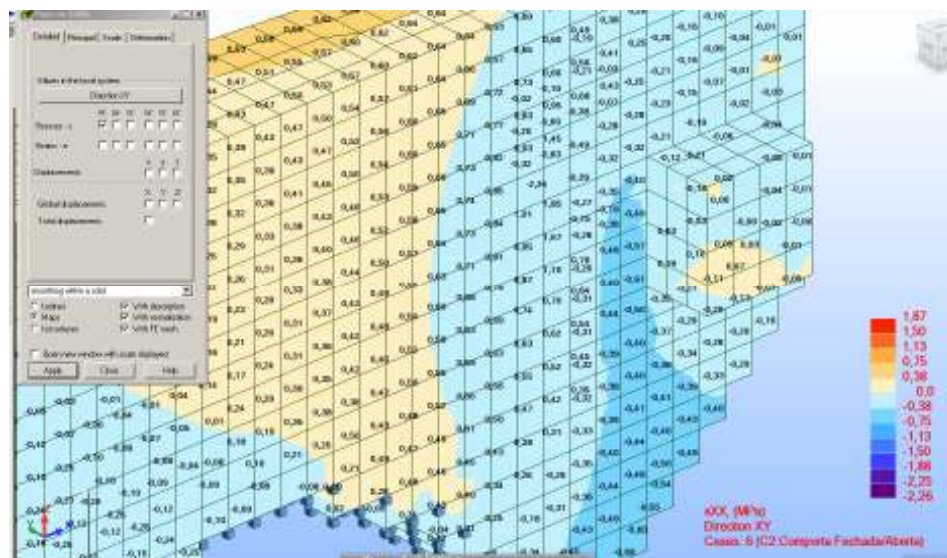


Fig. 4.77 Tensões xx – Pormenor da zona de apoio do munhão direito

Por outro lado, a estrutura de apoio do munhão esquerdo, tal como no caso da combinação 1, está comprimida na zona de apoio do munhão enquanto a zona de ligação entre esta estrutura e o pilar está traccionada.

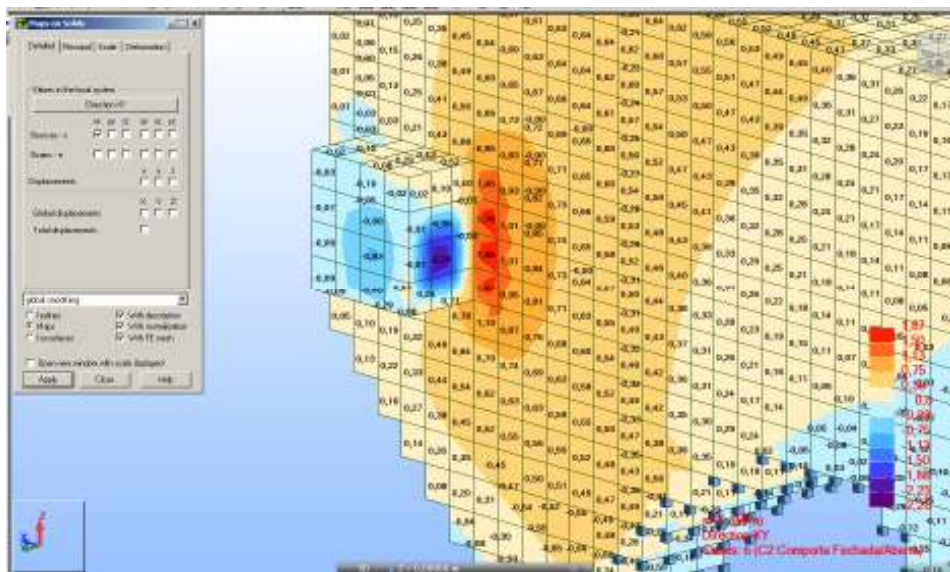


Fig. 4.78 Tensões xx – Pormenor da zona de apoio do munhão esquerdo

Quanto à distribuição das tensões segundo a direcção yy a face direita apresenta tracções ligeiras na zona intermédia e de jusante enquanto a montante se verificam esforços de compressão.

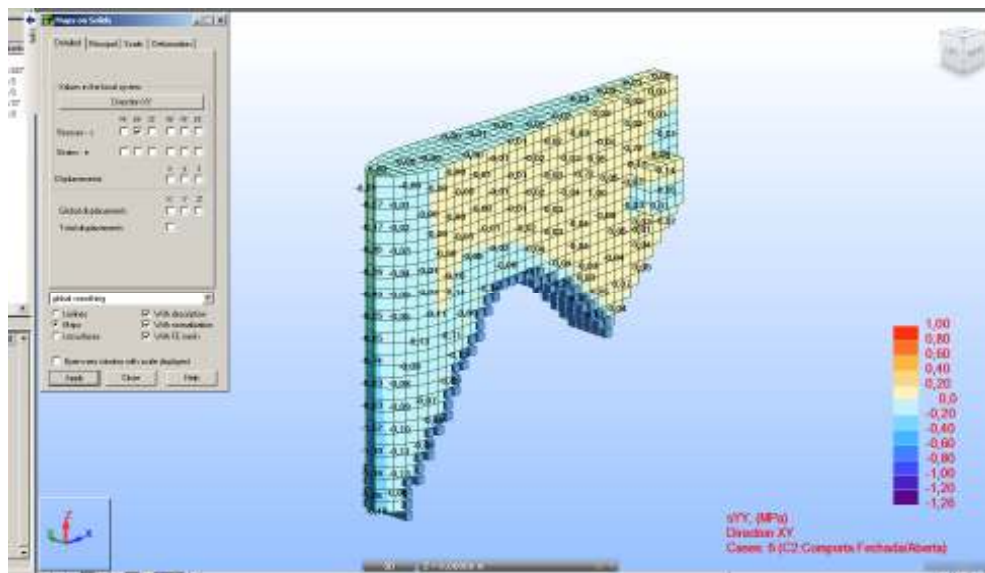


Fig. 4.79 Tensões yy – Perspectiva direita

Na face esquerda verifica-se uma grande concentração de tensões de tracção na zona de ligação da estrutura de apoio da comporta ao pilar, enquanto as restantes zonas estão praticamente todas

comprimidas verificando-se apenas algumas tracções ligeiras, a montante e também na extremidade de jusante.

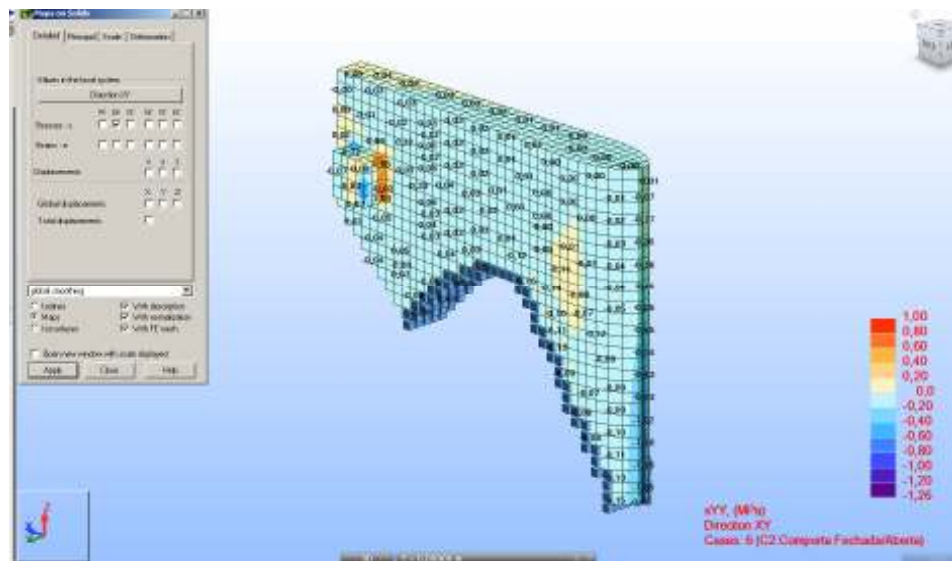


Fig. 4.80 Tensões σ_{yy} – Perspectiva esquerda

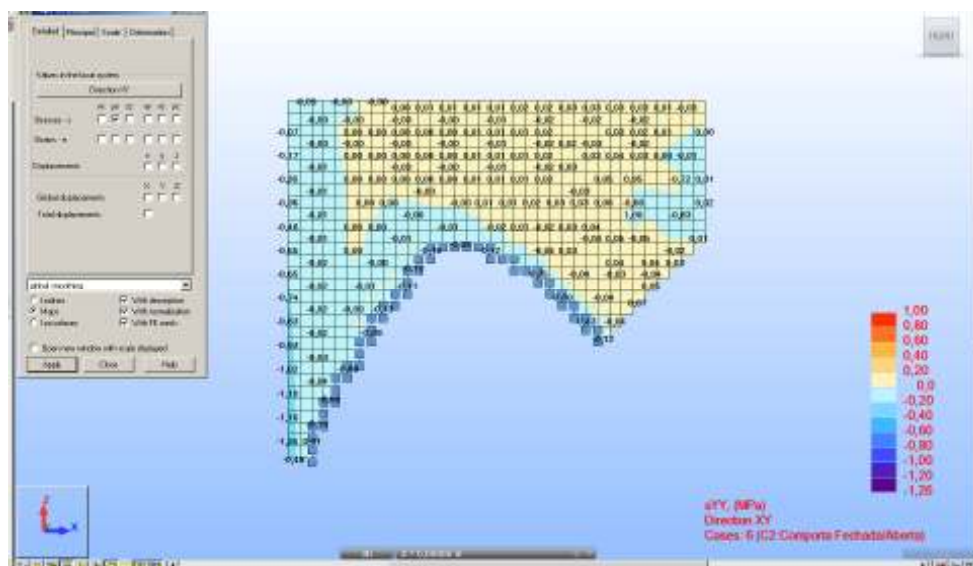


Fig. 4.81 Tensões σ_{yy} – Vista longitudinal direita

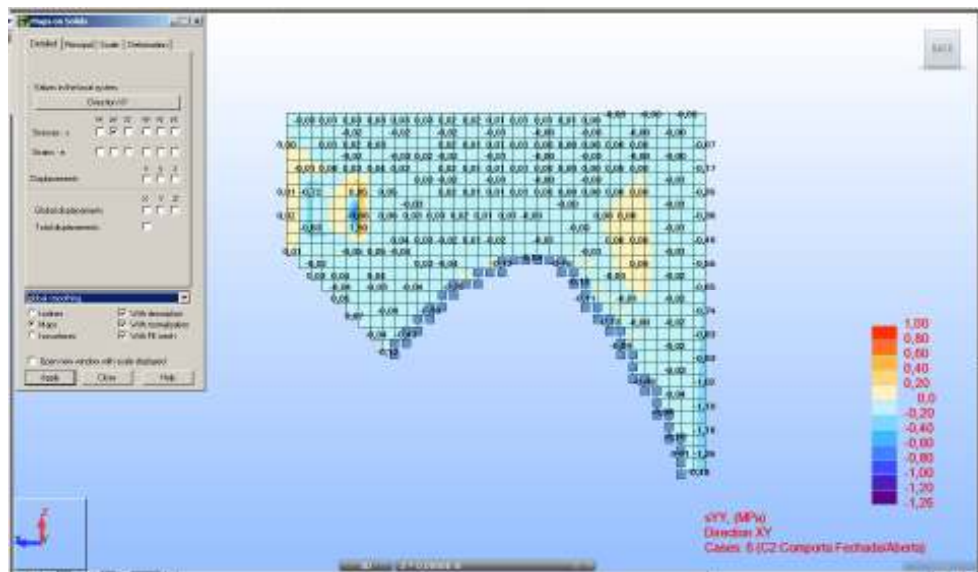


Fig. 4.82 Tensões yy – Vista longitudinal esquerda

A estrutura de apoio do munhão direito está traccionada, ainda que com valores baixos, na zona superior e comprimida na zona inferior

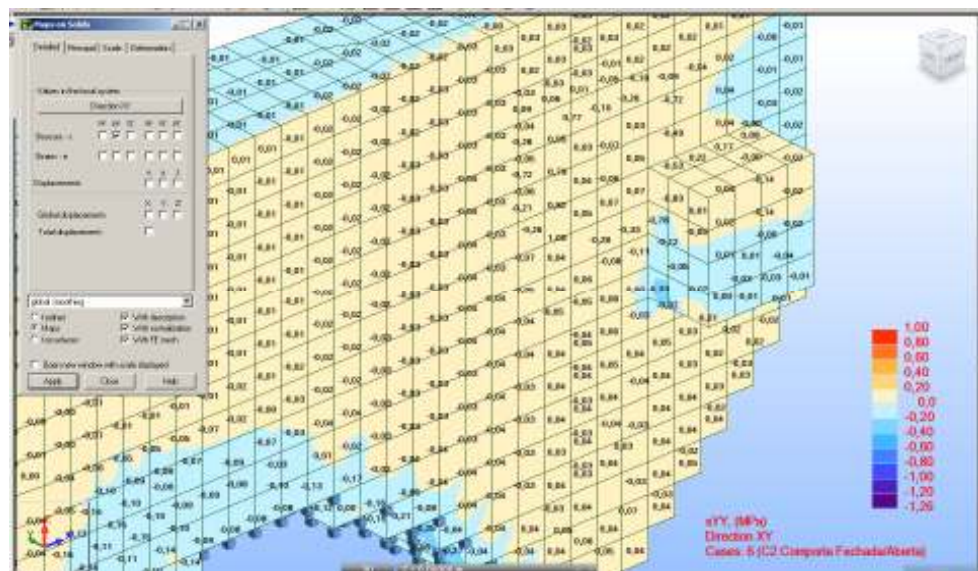
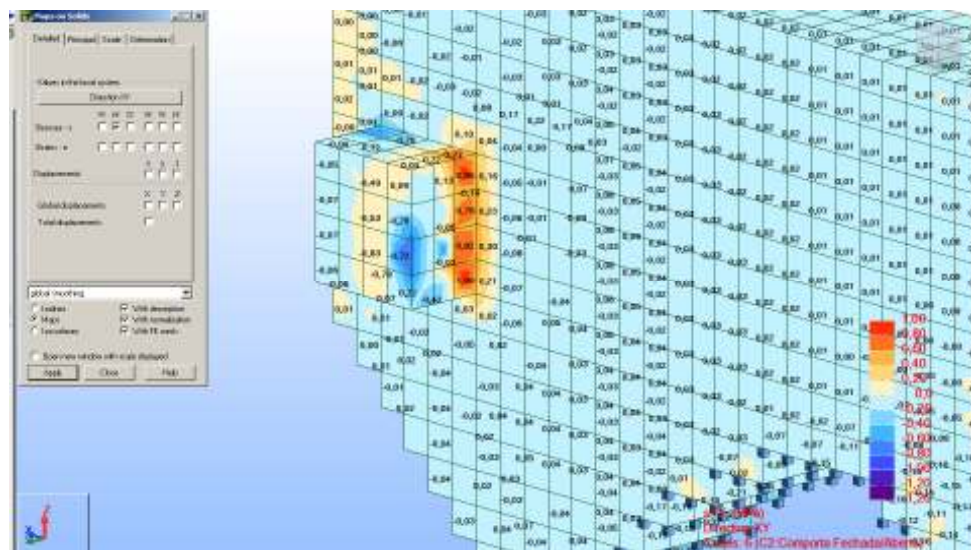
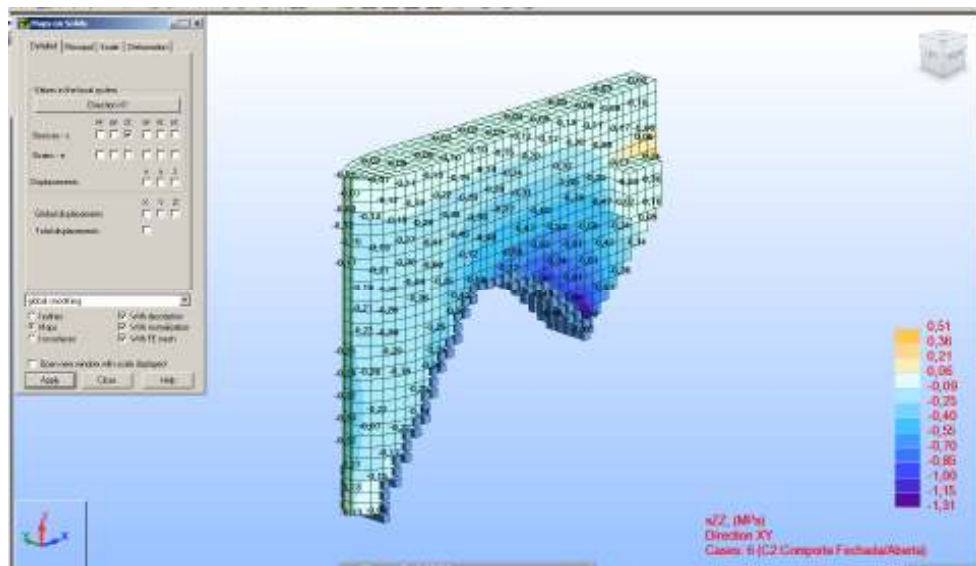


Fig. 4.83 Tensões yy – Pormenor da zona de apoio do munhão direito

Por outro lado, a estrutura de apoio do munhão esquerdo, tal como no caso da combinação 1, está traccionada na zona de ligação ao pilar apresentando compressões na extremidade.

Fig. 4.84 Tensões yy – Pormenor da zona de apoio do munhão esquerdo

Segundo a direcção zz a face direita da estrutura encontra-se comprimida excepto na zona de jusante do pilar, devido ao funcionamento em consola.

Fig. 4.85 Tensões zz – Perspectiva direita

Na face esquerda verificam-se tracções na face exterior da estrutura de apoio da comporta esquerda, enquanto na zona de ligação ao pilar se verificam compressões.

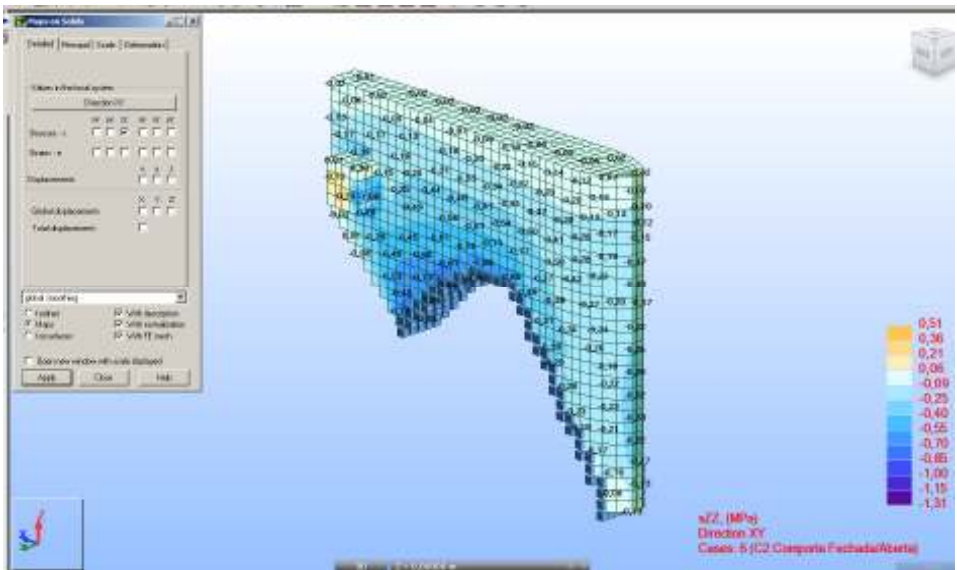


Fig. 4.86 Tensões zz – Perspectiva esquerda

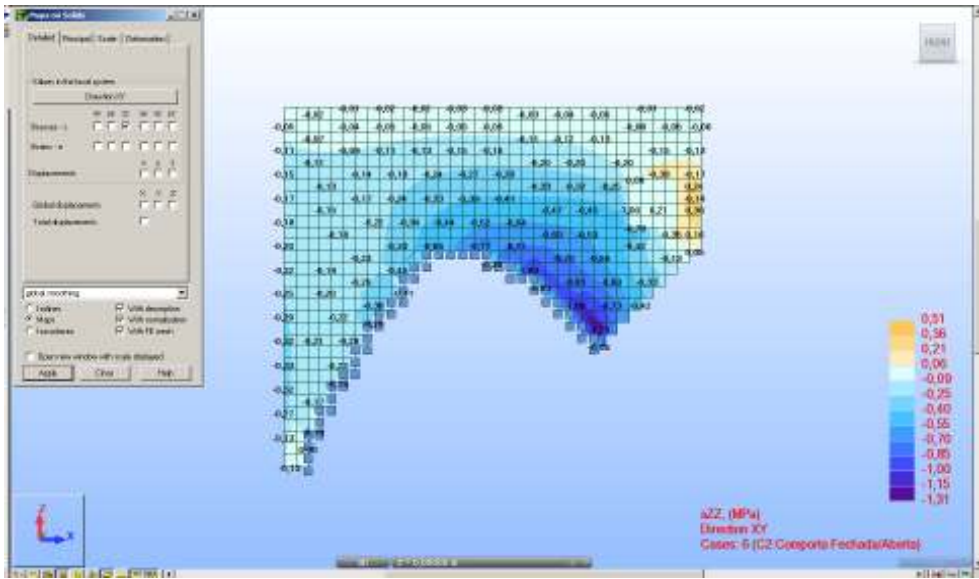


Fig. 4.87 Tensões zz – Vista longitudinal direita

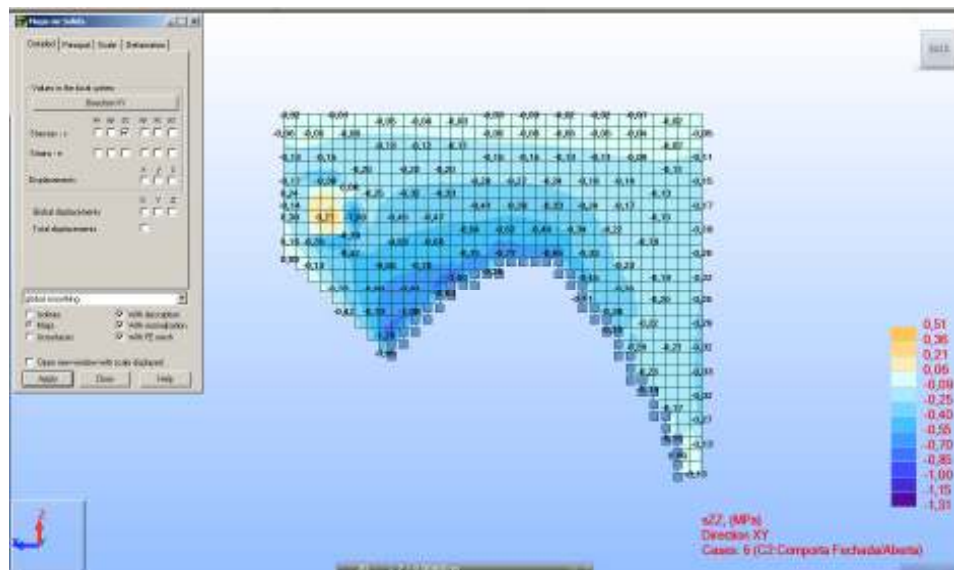


Fig. 4.88 Tensões zz – Vista longitudinal esquerda

A estrutura de apoio do munhão direito está praticamente toda comprimida, verificando-se tracções baixas na zona de jusante do pilar.

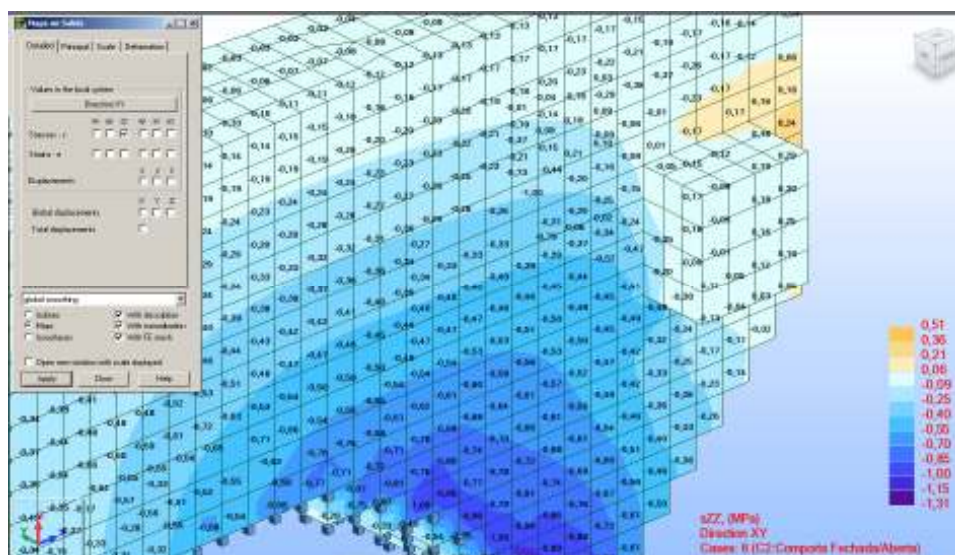


Fig. 4.89 Tensões zz – Pormenor da zona de apoio do munhão direito

Por outro lado, a estrutura de apoio do munhão esquerdo, tal como no caso da combinação 1, está traccionada na extremidade e comprimida na zona de ligação ao pilar.

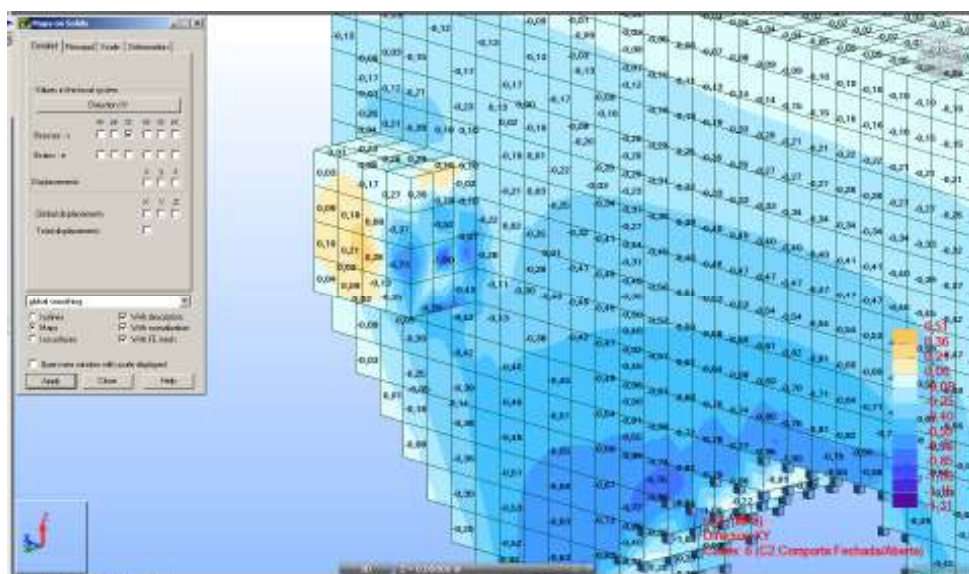


Fig. 4.90 Tensões zz – Pormenor da zona de apoio do munhão esquerdo

4.6.3.3. Dimensionamento de Armaduras

Após a análise dos resultados procedeu-se ao dimensionamento das armaduras necessárias para resistir aos esforços de tracção. O dimensionamento baseia-se nos mapas de tensões obtidos e foram dimensionadas as armaduras para quatro níveis de tensão no aço, 150, 200, 250 e 300 MPa. O dimensionamento de armaduras foi realizado em zonas singulares da estrutura tendo em consideração as tensões segundo as direcções x, y e z. Para tal foram retirados mapas de tensões do programa de cálculo, tendo sido definidos cortes nos quais estão representados os valores das tensões. Em seguida foi determinada, de uma forma aproximada, uma área equivalente para que se pudesse determinar um esforço de tracção equivalente para o qual foi dimensionada a área de aço necessária. A distribuição da armadura faz-se, em seguida pela área considerada, tendo como referencia a zona onde o esforço de tracção é máximo.

Apresenta-se o exemplo do dimensionamento de armaduras na zona de ligação da estrutura de apoio das comportas ao pilar. Os cortes representados nas Figs 4.91 e 4.93, passam pelo eixo horizontal da estrutura e representam os mapas de tensões segundo x para as combinações 1 e 2.

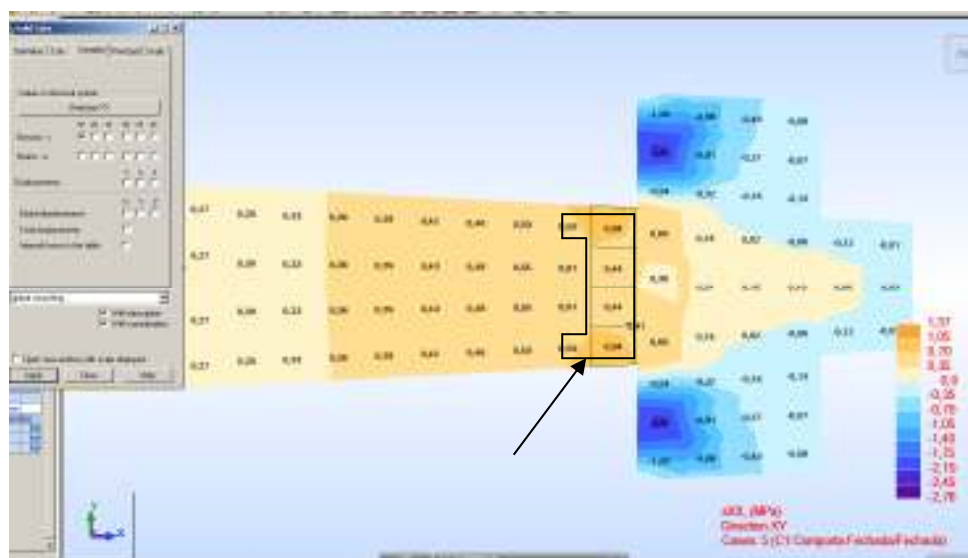
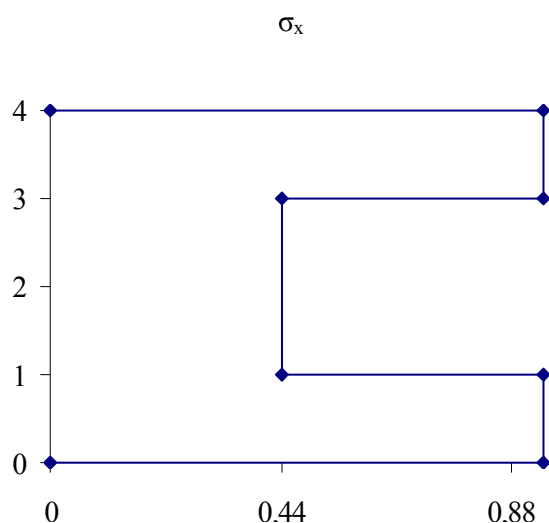


Fig. 4.91 Tensões xx – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 1

O dimensionamento de armaduras segundo a direcção x foi efectuado recorrendo a um diagrama de tensões simplificado, tendo-se determinado a resultante a partir da área deste diagrama. Tal como se representa no mapa de tensões acima, foi considerada a zona onde as tensões atingem o seu valor máximo tendo-se chegado ao diagrama simplificado representado no mapa de tensões e na Fig. 4.92. Assim a força resultante obtida por integração deste diagrama, considerando espessura de um metro obtém pela seguinte expressão:

$$F_R = (1 \times 0,94 \times 2 + 2 \times 0,44) \times 1000 = 2760 \text{ kN}$$

$$A_s = F_R / f_y$$



Quadro 4.5 Cálculo de armaduras

$F_R \text{ (kN)} =$		2760
f_y (MPa)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Armadura
150	184,00	6 x Φ 25 af. 0,15
200	138,00	5 x Φ 25 af. 0,15
250	110,40	4 x Φ 25 af. 0,15
300	92,00	3 x Φ 25 af. 0,15

Fig. 4.92 Diagrama de Tensões x

No quadro apresentado foi determinada a área de armadura necessária para diferentes níveis de tensão no aço ou seja, se inserirmos 6 camadas de armadura distribuídas pelos cerca de 4 metros de largura da secção teríamos níveis de tensão no aço de cerca de 150 MPa. Na combinação dois verifica-se um valor de pico de 1,39 MPa de tensão de tracção segundo a direcção x e o diagrama utilizado no dimensionamento está representado no mapa de tensões e na Fig. 4.94.

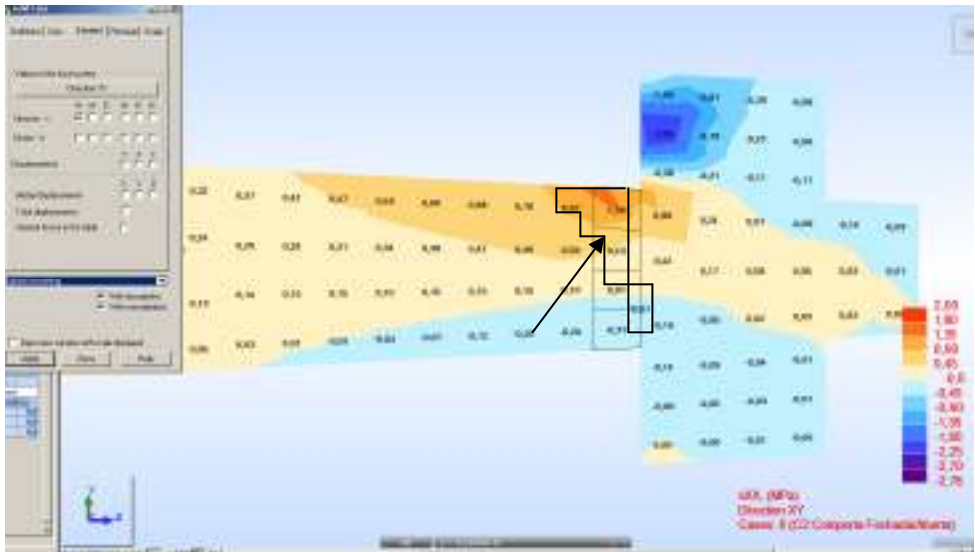


Fig. 4.93 Tensões xx – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 2

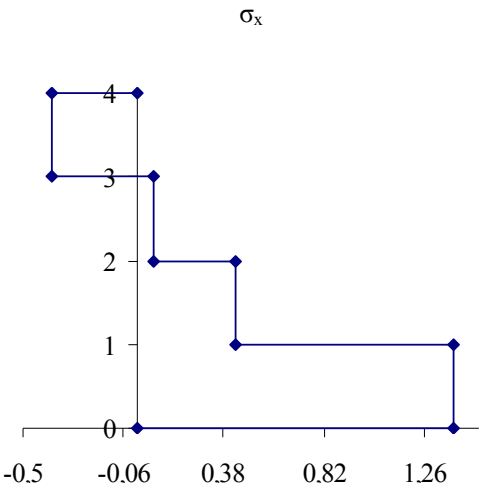


Fig. 4.94 Diagrama de Tensões x

Quadro 4.6 Cálculo de armaduras

$F_R \text{ (kN)} =$		1890
$f_y \text{ (MPa)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Armadura
150	126,00	4 x Φ 25 af. 0,15
200	94,50	3 x Φ 25 af. 0,15
250	75,60	3 x Φ 25 af. 0,15
300	63,00	2 x Φ 25 af. 0,15

Neste caso apesar de termos um valor de pico mais elevado a quantidade de armadura necessária é menor uma vez que o valor da tensão baixa à medida que nos afastamos da zona de ligação da estrutura de apoio da comporta esquerda. As armaduras necessárias para esta combinação, de forma a garantir uma tensão de 150 MPa serão constituídas por 4 camadas de Φ 25 af. 0,15.

Relativamente às armaduras a colocar na direcção y, apresenta-se na Fig. 4.95 o diagrama de tensões no mesmo corte apresentado anteriormente. O dimensionamento efectua-se para a zona de tensões máximos cujo valor de pico neste caso é de 0,66 MPa e o diagrama de cálculo está representado no mapa de tensões e na Fig. 4.96.

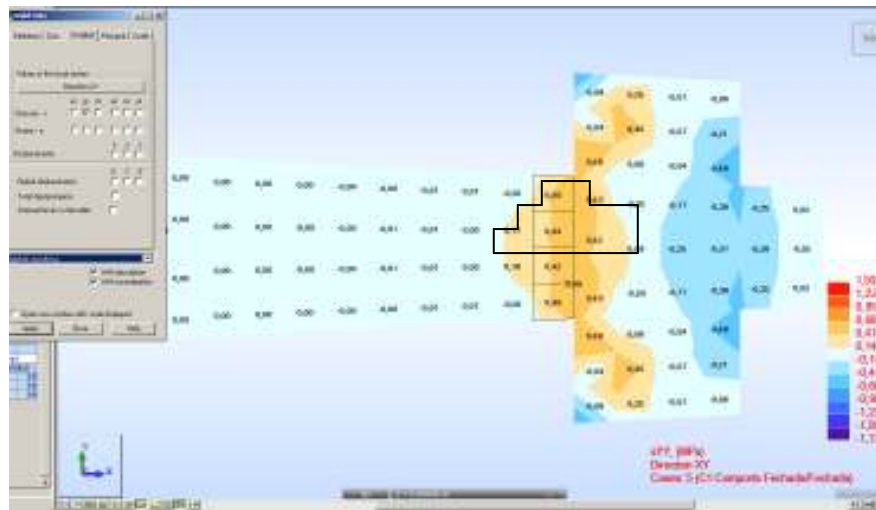


Fig. 4.95 Tensões yy – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 1

A força resultante corresponde à área do diagrama e é igual a,

$$F_R = (0,17 \times 1 + 0,46 \times 1 + 0,66 \times 1 + 0,43 \times 1) \times 1000 = 1720 \text{ kN}$$

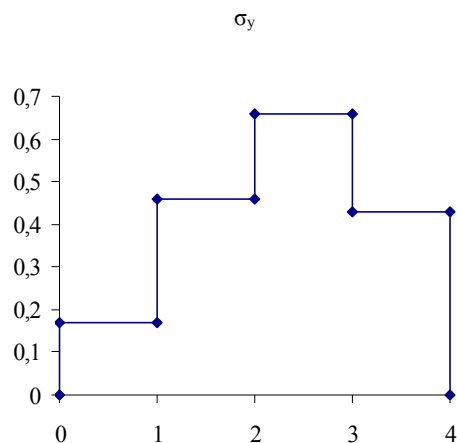


Fig. 4.96 Diagrama de Tensões y

Quadro 4.7 Cálculo de armaduras

F_R (kN) =		1720
f_y (MPa)	A_s (cm ²)	Armadura
150	114,67	4 x Φ 25 af. 0,15
200	86,00	3 x Φ 25 af. 0,15
250	68,80	2 x Φ 25 af. 0,15
300	57,33	2 x Φ 25 af. 0,15

Neste caso a armadura necessária para que o aço funcione a tensões próximas dos 150 MPa será de 4 camadas de ϕ 25 af 0.15 dispostos segundo a direcção y.

Relativamente aos esforços resultantes da combinação 2 verifica-se que o valor de pico é mais baixo que no caso da combinação 1, sendo a tensão máxima de tracção igual a 0,48 MPa. O diagrama de cálculo está representado no mapa de tensões e na Fig. 4.98.



Fig. 4.97 Tensões yy – Corte pelo eixo horizontal – Combinação 2

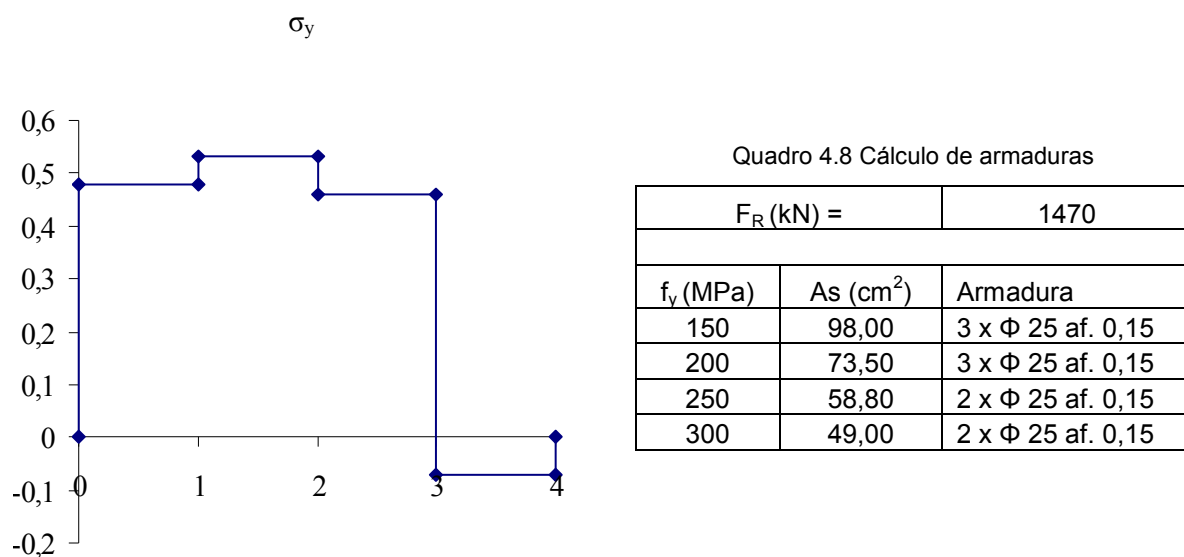


Fig. 4.98 Diagrama de Tensões y

De acordo com o quadro apresentado serão necessárias 3 camadas de Φ 25 af. 0,15 para que a tensão no aço seja de aproximadamente 150 MPa.

Relativamente às tensões segundo a direcção z a secção está praticamente toda comprimida e apresenta valores de tracção muito baixos não sendo necessário efectuar um dimensionamento detalhado. Serão colocadas armaduras mínimas e armaduras construtivas.

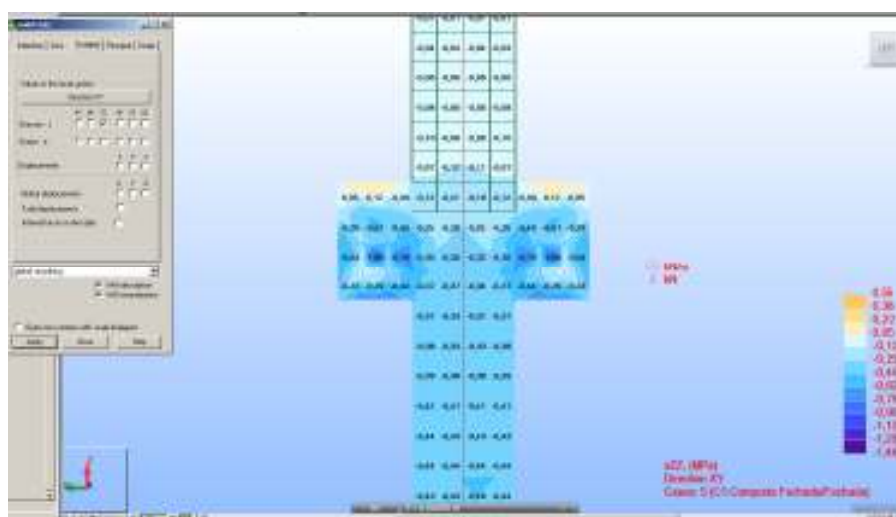


Fig. 4.99 Tensões zz – Corte pela face Vertical Combinação 1

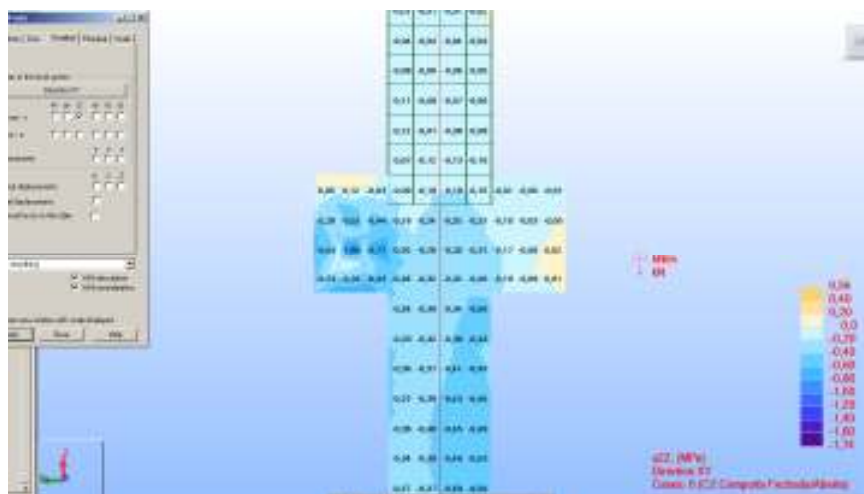


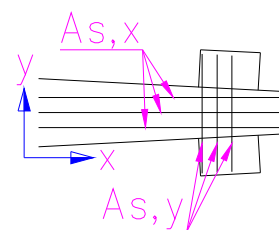
Fig. 4.100 Tensões zz – Corte pela face Vertical Combinação 2

4.7. COMENTÁRIO FINAL

A análise dos esforços a que estão submetidas as estruturas de apoio de comportas de barragens, efectuada neste capítulo, recorrendo a diferentes modelos de cálculo, que por sua vez se baseiam em diferentes pressupostos, permitiu efectuar o dimensionamento de armaduras e o que se pretende é quantificar as diferenças obtidas pelos diferentes métodos. No quadro que se segue apresenta-se um resumo das soluções de armadura preconizadas por cada um dos métodos, tendo em conta as suas potencialidades no que diz respeito à análise de resultados. As armaduras apresentadas referem-se aos esforços resultantes da acção da combinação de acções 1 e as soluções apresentadas visam uma tensão instalada no aço de cerca de 150 MPa.

Quadro 4.9 Armaduras

Modelo	Armaduras ($f_y = 150$ MPa) Combinação 1		
	xx	yy	zz
Escoras e Tirantes	14 x ϕ 25 af 0,15	6 x ϕ 25 af 0,15	-
Plano	9 x ϕ 25 af 0,15	-	Construtiva
Volume	9 x ϕ 25 af 0,15	7 x ϕ 25 af 0,15	Construtiva



As armaduras apresentadas no quadro 4.9 estão dispostas ao longo da altura z, num plano paralelo ao plano xz, na zona de ligação da estrutura de apoio da comporta ao pilar. Verifica-se que os resultados obtidos pelo modelo de escoras e tirantes apresentam quantidades de armadura substancialmente superiores aos resultados obtidos pelo modelo de volume e ao modelo plano, relativamente às armaduras a colocar na direcção x. Pelo contrario, as armaduras a dispor na direcção y obtidas no

modelo de volume são superiores às resultantes do modelo de escoras e tirantes. Relativamente às armaduras a dispor na direcção y no modelo plano não é possível efectuar essa análise, de acordo com o que foi referido anteriormente.

Na direcção z será necessário colocar armaduras mínimas e armadura que sustente o faseamento construtivo.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento deste trabalho baseou-se no caso de estudo do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor, concretamente no escalão de Montante. Foram analisadas as estruturas de apoio das comportas nos pilares da barragem, tendo-se recorrido a diferentes metodologias de análise e dimensionamento das armaduras necessárias para garantir o funcionamento da estrutura, quando esta está submetida aos esforços que a solicitam.

Apresentaram-se considerações gerais sobre aproveitamentos hidroeléctricos tendo-se dado particular destaque às barragens, tendo em conta os diversos tipos de estruturas e materiais, às características gerais das principais turbinas existentes e, aos tipos de equipamentos que geralmente se encontram nas barragens, que funcionam como órgãos de segurança. Apresentaram-se ainda as principais características de algumas obras existentes em Portugal.

Foi descrito de uma forma detalhada o Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor, nomeadamente dos seus dois escalões, dos quais se fez uma breve descrição das soluções estruturais apresentando-se as suas principais características. Descreveram-se estruturas de apoio de comportas de barragens, nomeadamente a sua função e as suas condicionantes, e apresentou-se a solução estrutural prevista para o escalão de montante da barragem do Baixo Sabor.

As metodologias de análise e dimensionamento efectuadas consistiram na realização de modelos simples de escoras e tirantes, modelos planos e modelos tridimensionais de volume, tendo-se apresentado um estudo de refinamento de malhas de elementos finitos nos modelos de volume e os resultados obtidos para todos os modelos, bem como o dimensionamento simplificado das armaduras.

Constatou-se que a primeira dificuldade a vencer na execução de modelos de cálculo será a opção relativa à malha de elementos finitos que, por um lado, tem de satisfazer as exigências relativas ao detalhe pretendido e, por outro, o refinamento de malhas pode conduzir a valores de pico que não correspondem à realidade e originar modelos extremamente pesados, difíceis de resolver com os recursos informáticos existentes.

Relativamente às acções consideradas no dimensionamento, neste estudo foram analisadas apenas acções estáticas, tendo em conta que se pretende efectuar o dimensionamento de armaduras. No entanto, será de prever a contabilização das acções dinâmicas consideradas nos cálculos de estabilidade global da barragem, bem como as variações de temperatura.

Verificou-se que nos modelos de escoras e tirantes a simples variação da inclinação das bielas conduz a variações significativas nas quantidades de armadura a colocar, nos modelos planos verificam-se grandes concentrações de tensões na zona de ligação das estruturas de apoio das comportas ao pilar da barragem e não é possível, com estes modelos, avaliar o efeito desequilibrado de termos uma comporta aberta e uma fachada uma vez que não possibilitam a análise de esforços no plano perpendicular ao da estrutura. Relativamente aos modelos simplificados, cujo objectivo foi analisar qual a malha de elementos finitos mais adequada para este tipo de estudo, verificou-se que o comportamento global dos modelos realizados é semelhante chegando-se a valores de pico consideravelmente superiores no caso do modelo de 0,25 m. No entanto verifica-se uma degradação rápida desse valor de pico pelo que se optou, por utilizar elementos finitos com 1,00 m de lado. O modelo de volume permitiu analisar os esforços nas três direcções, tendo-se efectuado o dimensionamento das armaduras para a combinação de acções 1 e 2, de uma forma simplificada, mas que permite balizar as quantidades necessárias a colocar nestas peças.

O estudo efectuado demonstra a dificuldade do dimensionamento deste tipo de estruturas que, por um lado, são peças com dimensões elevadas e cujo dimensionamento não está contemplado nos regulamentos existentes e, por outro, a sua importância na garantia da segurança e da estabilidade estrutural das barragens obriga à sua execução com grande cuidado e detalhe.

Não tendo a pretensão de constituir uma referência no tema abordado, o presente trabalho assume um ponto de partida para estudos futuros e mais detalhados sobre estruturas de apoio de comportas de barragens. Os resultados obtidos, as simplificações efectuadas e as metodologias descritas consideram-se válidos propondo-se a realização de um modelo global do pilar da barragem, incluindo o desenvolvimento da pressão hidrostática ao longo da altura da barragem, a acção sísmica, e a acção resultante das variações de temperatura.

Tal como foi apresentado, os diversos métodos estudados conduzem a resultados, em alguns casos, bastante diferentes e as soluções a adoptar terão forçosamente de os conjugar de forma a garantir a segurança e a estabilidade destas estruturas. O detalhe de armaduras terá não só de contemplar os resultados obtidos nos modelos de cálculo, mas também o faseamento construtivo que é determinante nestas estruturas e ainda de adaptar a solução para que seja possível conceber uma estrutura proporcionada e com a capacidade resistente que lhe é exigida.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Confagri <http://www.confagri.pt/Ambiente/AreasTematicas/AltClimaticas/Documentos/doc28.htm>,
acedido em 22.08.2009
- [2] COBA, PROCESL, *Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico*,
Novembro de 2007 http://www.inag.pt/images/diversos/temporario/Seguranca_de_barragens/PNBEPH_Memoria.pdf
acedido em 22.08.2009
- [3] Programa Nacional para as Alterações Climáticas, 2006, Resolução do Conselho de Ministros nº
119/2004
- [4] INAG Barragens de Portugal http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Lista.htm acedido em
23.08.2009
- [5] LNEC, “*Large Dams in Portugal*”, Portuguese National Committee on Large Dams, Lisbon, 1992
- [6] Martins, R., Almeida, T., Aproveitamentos Hidroeléctricos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra
- [7] Quintela, A. C. “*Estruturas Hidráulicas*”, 1990
- [8] Regulamento de Segurança de Barragens, Portaria n.º 846/93, DR 213/93 SÉRIE I-B de 1993-09-
10
- [9] Golzé, Alfred, “*Handbook of Dam Engineering*”, Van Nostrand Reinhold Company, New York,
1977
- [10] Army Corps of Engineers, 1994 Arch Dam Design – Engineer Manual Nº 1110-2-2001,
Department of the U.S. Army Corps of Engineers, Washington
- [11] Army Corps of Engineers, 2000 Design of Spillway Tainter Gates– Engineer Manual Nº 1110-2-
2702, Department of the U.S. Army Corps of Engineers, Washington
- [12] Cezar, P., Ferreira, E., “*Comportas Hidráulicas*”, 2ª edição, Editora Interciência, Rio de Janeiro,
Julho de 2002
- [13] EDP Produção, Gestão da Produção de Energia S.A., “*Centros Produtores*”, EDP Produção,
Gestão da Produção de Energia S.A., Lisboa, 2006
- [14] EDP Produção, Gestão da Produção de Energia S.A., *Memória do Projecto da Barragem de Montante
do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor*
- [15] EDP Produção, Gestão da Produção de Energia S.A., *Memória do Projecto da Barragem de
Jusante do Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor*
- [16] EDP Produção, Gestão da Produção de Energia S.A., “*Desenhos Processo de Concurso
Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor*”
- [17] Novais-Barbosa, J, “*Mecânica dos fluidos e hidráulica geral*”, 1º Volume [3]
- [18] Eurocódigo 2 (EC2) Norma Europeia EN 1992-1-1:2004
- [19] Azevedo, A., “*Método dos Elementos Finitos*”, Porto, 2003
- [20] Autodesk, Robot Structural Analysis Professional 2009